Protection civile Canada
Emergency Preparedness Canada

Solutions de rechange aux sacs de sable pour une protection temporaire contre les inondations

Ce document est disponible sur l'Internet à :
www.epc-pcc.gc.ca

SAUVEGARDE
Les partenaires de la Protection civile au Canada

Solutions de rechange aux sacs de sable pour une protection temporaire contre les inondations

Kevin Biggar, Ph.D., P.Eng.

Srboljub Masala, M.Sc., C.E.

Ministère des transports et des services publics de l'Alberta

Direction des services en cas de catastrophe

et Protection civile Canada

Octobre 1998

Données de catalogage avant publication (Canada)

Biggar, Kevin William, 1927-

Solutions de rechange aux sacs de sable pour une protection temporaire contre les inondations

Publ. aussi en anglais sous le titre : Alternatives to sandbags for temporary flood protection

Publ, en collaboration avec le Ministère des transports et des services publics de l'Alberta, Direction des services en cas de catastrophe,

Publ. aussi en version électronique sur l'Internet

Comprend des références bibliographiques.

ISBN 0-662-83762-2

No de cat. D82-46/1999F

1. Inondations—Dommages – Prévention – Appareils et matériel
2. Inondations – Maîtrise – Appareils et matériel

I. Masala, Srboljub

II. Alberta. Ministère des transports et des services publics de l'Alberta. Direction des services en cas de catastrophe

III. Protection civile Canada

IV. Titre.

TC530.B53 1999 627.4'0284 C99-980198-8

Résumé

La présente étude traite de récentes méthodes novatrices pouvant remplacer l'utilisation des sacs de sable comme mesure de protection temporaire contre les inondations. Il s'agit essentiellement d'un examen de la documentation publiée à ce sujet et des brochures commerciales disponibles. Les nouvelles techniques et méthodes proposées ont fait l'objet d'une évaluation critique fondée sur les pratiques professionnelles courantes et l'expérience accumulée en matière de lutte contre les inondations. Les aspects suivants de chaque solution envisagée ont été évalués :

- stabilité, c'est-à-dire résistance au glissement, au renversement et aux infiltrations, et charge exercée sur le sol;
- facilité de construction, notamment simplicité de la conception, temps exigé, équipement et main-d'oeuvre nécessaires, adaptabilité au terrain, etc.;
- coûts, y compris le coût d'acquisition, d'entreposage et d'entretien;
- expériences précédentes en matière de lutte contre les inondations;
- autres questions (notamment la possibilité d'utilisation à d'autres fins).

Les systèmes suivants ont été choisis et l'on recommande qu'ils soient soumis à des essais expérimentaux et pratiques plus poussés.

Les géomembranes tubulaires gonflables (remplies d'eau ou gonflées à l'air) ont le champ d'application le plus vaste : en milieux urbain et rural, presque aucune restriction en ce qui a trait au relief et à la nature du sol sous-jacent, installation la plus rapide et comportant le moins d'exigences en ce qui a trait au matériel nécessaire. Ces systèmes sont très bons comme structures de confinement en eau stagnante ou d'un écoulement lent, jusqu'à une hauteur de 1,5 mètre.

Les structures cellulaires (de type gabion) conviennent aux conditions difficiles en milieu rural : pour le détournement et le confinement de cours d'eau, pour les courants transportant des blocs rocheux coupants et des débris flottants dangereux, pour les froids extrêmes, etc. La hauteur de l'eau retenue est habituellement d'environ un mètre, mais peut atteindre trois mètres.

Les structures faisant appel à des poteaux et à des poutrelles sont les meilleures (et les plus coûteuses) pour protéger des éléments d'infrastructure essentiels en milieu urbain, en particulier lorsque le niveau d'eau est haut – jusqu'à quatre mètres, sous réserve d'un soutien suffisant, et pourvu que la structure de fondation soit solide et stable.

Les barrages pour routes Jersey peuvent servir à construire des levées en milieu urbain, pourvu que le secteur à protéger soit facilement accessible et que la hauteur d'eau d'inondation soit relativement faible – jusqu'à 0,5 mètre.

Aucun de ces systèmes ne peut être considéré comme une solution idéale, mais plutôt comme des outils complémentaires pour la protection contre les inondations. L'utilisation de chacune des méthodes étudiées et leur efficacité dépendent souvent de la situation donnée. Pour obtenir la meilleure efficacité possible, une bonne planification et une solide préparation sont toujours nécessaires.

Des essais sur le terrain en vraie grandeur sont recommandés pour vérifier expérimentalement les propriétés essentielles de chaque type de système choisi.

TABLE DES MATIÈRES

Page

RÉSUMÉ ..... **I**

1. INTRODUCTION **1**

2. OBJECTIF ET PORTÉE DE L'ÉTUDE **1**

3. CONTENU DU RAPPORT **2**

4. SYSTÈMES DISPONIBLES DANS LE COMMERCE, PAR CATÉGORIE **3**

4.1 Barrages cellulaires (du type gabion) 3
4.2 Barrages amovibles en béton ou en métal 7
4.2.1 BARRAGES EN BÉTON ET ACIER RICHARDSON *8*
4.2.2 BARRAGES POUR ROUTES JERSEY *12*
4.2.3 PORTADAM *12*
4.3 Batardeaux à poteaux et poutrelles 14
4.4 Tubes de géomembrane ou éléments de plastique remplis d'eau (ou d'air) 17
4.4.1 WATER WALL *19*
4.4.2 BLOCS D'ATTÉNUATION SWI EN PEHD *20*
4.4.3 SYSTÈMES TUBULAIRES *21*
4.5 Murs de soutènement modulaires 32
4.6 Murs en terre renforcés 33

5. QUESTIONS PERTINENTES (OU CRITÈRES D'ÉVALUATION) **36**

5.1 Stabilité 36
5.1.1 COEFFICIENTS DE RÉSISTANCE AU GLISSEMENT ET AU RENVERSEMENT *36*
5.1.2 INFILTRATION *36*
5.1.3 CHARGE INDUITE DU SOL *38*
5.1.4 TYPE DE STRUCTURE *38*
5.2 Facilité de construction 39
5.2.1 TEMPS NÉCESSAIRE POUR L'INSTALLATION ET L'ENLÈVEMENT *39*
5.2.2 SIMPLICITÉ DE CONSTRUCTION *40*
5.2.3 MAIN-D'OEUVRE NÉCESSAIRE *40*
5.2.4 ÉQUIPEMENT NÉCESSAIRE POUR LE TRANSPORT ET L'INSTALLATION *41*
5.2.5 PRÉPARATION ET ESPACE NÉCESSAIRES SUR LES LIEUX *41*
5.3 Coûts associés aux structures de protection 41
5.3.1 INVESTISSEMENT INITIAL (COÛT D'ACHAT) *41*
5.3.2 ENTREPOSAGE *41*
5.3.3 DURABILITÉ D'UTILISATION ET SOUPLESSE D'EMPLOI *42*
5.3.4 COÛTS D'INSTALLATION ET D'ENLÈVEMENT *43*
5.3.5 FORMATION ET SUPERVISION DU PERSONNEL PAR LE FABRICANT *43*

6. LES SYSTÈMES CHOISIS **44**

6.1 Géomembranes tubulaires gonflables (remplies d'eau ou gonflées à l'air) 44
6.2 Structures cellulaires (du type gabion) 44
6.3 Barrages fixes à poteaux et poutrelles 45
6.4 Barrages pour routes Jersey 46
6.5 Données comparatives 46

7. CONCLUSION **48**

7.1 Récapitulation 48
7.2 Recommandations pour la vérification expérimentale et les essais sur le terrain 49

RÉFÉRENCES **50**

ANNEXE 1 : ANALYSES DE STABILITÉ **51**

A.1 NOTATION 51
A.2 HYPOTHÈSES 53
A.3 RÉSISTANCE AU GLISSEMENT 53
A.4 FACTEUR DE RÉSISTANCE AU RENVERSEMENT 54
A.5 GRADIENT HYDRAULIQUE MOYEN SOUS LA STRUCTURE 55
A.6 CHARGE INDUITE SUR LE SOL 55
A.7 EXEMPLES DE CALCULS 56
A.7.1 STRUCTURES DU TYPE GABION *56*
A.7.2 BARRAGES POUR ROUTES JERSEY *60*
A.7.3 TUBES DE PLASTIQUE REMPLIS D'EAU *65*
A.7.4 SYSTÈME CLEMENT *67*
A.7.5 SYSTÈME NOAQ *71*

ANNEXE 2 : DONNÉES DES FABRICANTS (VALABLES LE 31 DÉCEMBRE 1998) **74**

LISTE DES FIGURES

LISTE DES FIGURES i
FIGURE 4.1.3 INSTALLATION DU CONCERTAINER HESCO : L'ÉTIREMENT DE LA CAGE 6
FIGURE 4.2.1 BARRAGE RICHARDSON EN BÉTON CONTRE LES INONDATIONS 9
FIGURE 4.2.2 BARRAGE RICHARDSON EN BÉTON CONTRE LES INONDATIONS 10
FIGURE 4.2.3 BARRAGES POUR ROUTES JERSEY – UNE SEULE RANGÉE 11
FIGURE 4.2.4 BARRAGES POUR ROUTES JERSEY – UNITÉS EMPILÉES 12
FIGURE 4.2.5 PORTADAM – PROTECTION DU CHANTIER DE CONSTRUCTION D'UNE PILE DE PONTS 13
FIGURE 4.2.6 PORTADAM : LA STRUCTURE (SCHÉMA DU HAUT) ET SON INSTATLLATION DANS L'EAU STATIQUE (SCHÉMA DU BAS) 13
FIGURE 4.3.4 INSTALLATION DU SYSTÈME GOH DPS 2000 18
FIGURE 4.4.1 SYSTÈME WATER WALL 18
FIGURE 4.4.2 BLOCS D'ATTÉNUATION SWI EN PEHD 21
FIGURE 4.4.3 STRUCTURES TUBULAIRES REMPLIES D'EAU : BARRAGES PORTATIFS (« WATER STRUCTURES ») .. 23
FIGURE 4.4.4 DIVERSES COUPES TRANSVERSALES DE SYSTÈMES TUBULAIRES REMPLIS D'EAU : TUBES INTERNES ET EXTERNES : « WATER STRUCTURES » ET « AQUA DAM » (À GAUCHE); CLOISONS INTERNES : « AQUA-BARRIER » (À DROITE) 23
FIGURE 4.4.5 DIVERSES COUPES TRANSVERSALES DE SYSTÈMES TUBULAIRES REMPLIS D'EAU : SYSTÈME « CLEMENT » 23
FIGURE 4.4.6 STRUCTURES TUBULAIRES REMPLIES D'EAU : FLEXIBILITÉ, ANGLES, COUPLAGE DES TUBES (« AQUA-BARRIER ») 27
FIGURE 4.4.7 STRUCTURES TUBULAIRES REMPLIES D'EAU : INSTALLATION DU SYSTÈME « CLEMENT » 27
FIGURE 4.4.8 STRUCTURES TUBULAIRES REMPLIES D'EAU : EXEMPLES « D'AQUA DAM » 27
FIGURE 4.4.9 STRUCTURES TUBULAIRES REMPLIES D'EAU : EXEMPLE S « WATER STRUCTURES » 27
FIGURE 4.4.10 STRUCTURES TUBULAIRES GONFLÉES À L'AIR : LE SYSTÈME NOAQ 30
FIGURE 4.4.11 STRUCTURES TUBULAIRES GONFLÉES À L'AIR : LE PRINCIPE DU SYSTÈME NOAQ 31
FIGURE 4.5.1 MURS DE SOUTÈNEMENT MODULAIRES (« DOUBLEWAL ») 32
FIGURE 4.6.1 MURS DE TERRE RENFORCÉS 34
FIGURE A.1.1 SCHÉMA STATIQUE POUR LES ANALYSES DE STABILITÉ 52
FIGURE A.1.2 SCHÉMA STATIQUE POUR L'ANALYSE DE STABILITÉ DES BARRAGES POUR ROUTES JERSEY 62
FIGURE A.1.3 BARRAGES POUR ROUTES JERSEY AVEC COUVERTURE IMPERMÉABLE 64
FIGURE A.1.4 SCHÉMA STATIQUE POUR L'ANALYSE DE STABILITÉ DES TUBES DE PLASTIQUE REMPLIS D'EAU. 64
FIGURE A.1.5 SCHÉMA STATIQUE POUR L'ANALYSE DE STABILITÉ DU SYSTÈME CLEMENT 69
FIGURE A.1.6 NOUVEAU SCHÉMA STATIQUE POUR LE SYSTÈME CLEMENT AVEC COUVERTURE IMPERMÉABLE .. 71
FIGURE A.1.7 SCHÉMA STATIQUE POUR L'ANALYSE DE STABILITÉ DU SYSTÈME NOAQ 71

LISTE DES TABLEAUX

TABLEAU 4.1.1 ASSORTIMENT STANDARD DE CERTAINS SYSTÈMES CELLULAIRES 5
TABLEAU 4.4.1 DIMENSIONS STANDARDS POUR CERTAINS SYSTÈMES TUBULAIRES REMPLIS D'EAU 24
TABLEAU 6.5.1 DONNÉES COMPARATIVES DE DIVERS SYSTÈMES – HAUTEUR DE L'EAU CONTENUE : ENVIRON UN MÈTRE, LONGUEUR APPROXIMATIVE DE 30 MÈTRES 53
TABLEAU A.1.1 RÉSISTANCE AU GLISSEMENT DES STRUCTURES DE TYPE GABION 64
TABLEAU A.1.2 VALEUR TYPIQUE DE L'ANGLE DE FRICTION δ POUR DIVERS SOLS ET INTERFACES 65
TABLEAU A.1.3 RÉSISTANCE AU RENVERSEMENT DES STRUCTURES DU TYPE GABION 66
TABLEAU A.1.4 RÉPARTITION DES PRESSIONS DE MEYERHOF POUR LES STRUCTURES DE TYPE GABION 67
TABLEAU A.1.5 RÉSISTANCE AU GLISSEMENT DES BARRAGES POUR ROUTES JERSEY 68
TABLEAU A.1.6 RÉSISTANCE AU RENVERSEMENT DES BARRAGES POUR ROUTES JERSEY 70
TABLEAU A.1.7 RÉPARTITION DES PRESSIONS DE MEYERHOF APPLICABLES AUX BARRAGES POUR ROUTES JERSEY 70
TABLEAU A.1.8 FACTEURS DE RÉSISTANCE AU GLISSEMENT POUR LES TUBES DE PLASTIQUE REMPLIS D'EAU 72
TABLEAU A.1.9 GRADIENTS HYDRAULIQUES MOYENS POUR LES TUBES DE PLASTIQUE REMPLIS D'EAU 73
TABLEAU A.1.10 RÉPARTITION DES PRESSIONS DE MEYERHOF POUR LES STRUCTURES TUBULAIRES REMPLIES D'EAU 74

101-00805/

Remerciements

Les auteurs expriment leur reconnaissance aux personnes suivantes pour leur aide, leurs suggestions et l'information qu'ils leur ont dispensée :

M. David A. Noble, directeur des programmes provinciaux, Direction des services en cas de catastrophe, ministère des Transports et des Services publics de l'Alberta, Edmonton (Alberta);

M. Donald G. Campbell, directeur régional (Alberta et T.N.-O.), Protection civile Canada, Edmonton (Alberta);

M. Gordon Lundy, directeur des services municipaux, Peace River (Alberta);

M. E.W. (Al) Manderville, agent des services en cas de catastrophe, Lethbridge (Alberta);

M^{me} Faye Hicks, professeur au Département de génie civil et environnemental, Université de l'Alberta, Edmonton (Alberta);

M. D.A. Grice, directeur des opérations pour l'Amérique du Nord, The Trading Force Ltd., Orléans (Ontario);

M. Sigurd Melin, NOAQ Nordisk Aquateknik AB, Hudiksvall (Suède);

M. Reginald Clements, Clement Water Diversion Systems Ltd., Calgary (Alberta).

La réalisation du présent rapport a été rendue possible grâce à l'aide financière offerte par :

- Transports et Services publics de l'Alberta, Direction des services en cas de catastrophe, Edmonton (Alberta).
- Bureau du conseiller scientifique principal, Protection civile Canada, Ottawa (Ontario).

**Élaboré pour Protection civile Canada
dans le cadre de la participation canadienne
à la décennie internationale
de la prévention des catastrophes naturelles**

AVERTISSEMENT

Les renseignements qui figurent dans le présent rapport constituent seulement un aperçu technologique destiné à aider les planificateurs de la protection civile et ne consistent nullement en un endossement, de la part des auteurs ou des organismes parrains, de l'un ou l'autre des produits ou techniques étudiés. Les opinions exprimées dans la présente sont uniquement fondées sur les renseignements dont les auteurs disposaient au moment de la rédaction du présent rapport.

1. INTRODUCTION

Les inondations sont chose courante dans tout le Canada et dans le monde entier. Les dommages qu'elles causent coûtent des centaines de millions de dollars chaque année. Malgré d'importants investissements récents dans des ouvrages hydrotechniques et des mesures d'atténuation des inondations, le problème des inondations au Canada a peu de chance de s'amenuiser. En fait, étant donné la densité accrue de population dans les secteurs vulnérables aux inondations, le déboisement accéléré, les nouvelles utilisations des sols, et même le changement climatique, le potentiel de dommages aux biens augmente.

Bien que les digues en terre traditionnelles offrent une protection permanente, fiable et à un coût abordable contre les inondations, elles ne peuvent pas être érigées dans tous les endroits vulnérables; en outre, elles ne doivent pas être considérées comme une mesure de sécurité absolue, comme la solution définitive. Ces digues sont conçues pour un niveau donné des eaux de crue caractérisé par ce qu'on appelle la « période de retour » : plus cette période de retour est longue, plus le niveau d'eau prévu est élevé. Comme le ratio avantages-coûts limite la hauteur des digues de terre, il s'ensuit que le rehaussement des digues ne fait que retarder l'inondation et, quand celle-ci se produit finalement, les conséquences peuvent être encore plus graves en l'absence d'autres mesures de protection. C'est pourquoi les systèmes de protection temporaire sont des outils complémentaires nécessaires dans la lutte contre les inondations. Ils peuvent aussi représenter le seul moyen de protection dans les secteurs qu'il est impossible de protéger par des levées de terre.

Les sacs de sable sont traditionnellement utilisés pour construire des digues temporaires afin de contenir les eaux de crue. Plusieurs ingrédients sont nécessaires pour assurer l'efficacité d'une digue en sacs de sable :

- la disponibilité d'un nombre suffisant de sacs d'une qualité satisfaisante (le stockage de sacs de sable a récemment été confié aux municipalités et les réserves actuelles sont considérablement plus faibles qu'autrefois),
- une source facilement accessible de matériaux de remplissage, des pelles, des véhicules pour le transport, etc.,
- une main-d'oeuvre considérable, avec une certaine formation et un peu d'expérience pour bien faire le travail,
- suffisamment de temps pour construire les digues (l'installation de murs en sacs de sable peut prendre beaucoup de temps).

Une fois la crise passée, le nettoyage exige un effort considérable (le pire inconvénient des murs en sacs de sable est probablement l'énorme quantité de déchets solides qui en résulte). Par conséquent, il est tout naturel que l'on cherche depuis longtemps des solutions de rechange aux sacs de sable, afin de surmonter en partie ou en totalité les contraintes susmentionnées.

2. OBJECTIF ET PORTÉE DE L'ÉTUDE

L'objectif de la présente étude était d'évaluer des méthodes autres que l'utilisation de sacs de sable pour assurer une protection temporaire contre les inondations. En comparaison des sacs de sable, ces solutions de rechange devraient être :

- plus faciles à installer et à enlever,
- suffisamment stables pour résister au glissement et au renversement;
- résistantes à l'infiltration d'eau par en-dessous et au travers;

- d'utilisation souple (pouvoir servir à d'autres fins, et non pas seulement comme barrages contre l'eau),
- d'un bon rapport coût-efficacité.

3. CONTENU DU RAPPORT

La présente étude est essentiellement un examen de la documentation publiée à ce sujet et des brochures commerciales disponibles, avec une évaluation critique des techniques existantes fondée sur la pratique professionnelle répandue et l'expérience accumulée. L'étude englobe notamment la teneur d'un rapport récemment présenté au Army Corps of Engineers WES des États-Unis (Duncan *et autres*, 1997), dans lequel on examinait divers systèmes permanents et temporaires pour enrayer la progression des inondations, de même que des renseignements supplémentaires obtenus pendant la recherche. Les données ainsi réunies ont été classées d'après les divers types génériques des systèmes; voir la partie 4.

On évalue les aspects suivants de chacune des solutions de rechange envisagées (voir la partie 5 et l'annexe 1 pour de plus amples détails) :

- la stabilité (résistance au glissement, au renversement et à l'infiltration, durabilité, etc.),
- facilité de construction, notamment simplicité de la conception, temps exigé, équipement et main-d'oeuvre nécessaires, adaptabilité au terrain, etc.,
- le coût, y compris le coût d'acquisition, d'entreposage et d'entretien,
- autres questions jugées importantes (notamment la possibilité d'utilisation à d'autres fins).

La recherche effectuée avait pour but d'établir une courte liste de méthodes les plus prometteuses, qui mériteraient une étude plus approfondie et peut-être des essais expérimentaux ou sur le terrain. Ces méthodes sont présentées à la partie 6. L'étude comprend aussi un résumé des points forts et des points faibles de chacune des méthodes choisies, des calculs de stabilité fondés sur une approche simplifiée (annexe 1), des fiches de renseignements sur chacune des méthodes (annexe 3), y compris l'adresse des fabricants ou des distributeurs (annexe 2), et d'autres renseignements pertinents. L'examen des méthodes choisies est complété par quelques tableaux qui présentent des données comparatives sur ces produits.

On trouvera à la partie 7 un résumé des observations et des recommandations pour la vérification expérimentale et les tests sur le terrain.

Deux voyages ont été effectués pendant la durée de l'étude, aux villes de Peace River et de Pincher Creek, pour discuter et évaluer des situations concrètes et des problèmes existants. Ces endroits ont été choisis parce qu'ils sont typiques des problèmes d'inondation en Alberta :

- crues éclairs caractéristiques des contreforts des Montagnes rocheuses dans le sud (Pincher Creek),
- inondations causées par les embâcles dans le nord de la province (Peace River).

Les observations recueillies et les renseignements obtenus des autorités rencontrées à l'occasion de ces déplacements sur le terrain ont été incorporés dans le présent rapport surtout sur le plan de la pondération et de l'ordonnancement des critères d'évaluation, comme il est expliqué de façon plus détaillée à la partie 5.

4. SYSTÈMES DISPONIBLES DANS LE COMMERCE, PAR CATÉGORIE

Le présent document ne prétend pas donner une liste complète de toutes les méthodes de rechange existantes, bien que les auteurs estiment avoir traité les principaux types de systèmes de protection contre les inondations qui sont actuellement disponibles. De nouvelles méthodes et des adaptations ou modifications de systèmes existants ne cessent d'apparaître, souvent sous de nouveaux noms commerciaux. Il est parfois difficile de remonter jusqu'au fabricant et d'obtenir des données complètes sur les produits en question. Cette constatation est particulièrement vraie pour ce qui est des données nécessaires au calcul de la stabilité, car des procédés entièrement nouveaux sont parfois annoncés commercialement sans qu'il soit possible d'obtenir une documentation complète. En dépit de ce problème, aucun produit n'a été exclu du présent rapport pour cause d'insuffisance de données. Lorsqu'une donnée chiffrée ou une description nécessaire manque, le champ pertinent est laissé en blanc ou bien remplacé par une valeur approximative, dans l'attente de renseignements plus précis que l'on pourrait obtenir ultérieurement.

Au cours de l'étude, il a semblé peu commode de séparer les diverses méthodes envisagées en deux catégories rigides et distinctes, à savoir les procédés exclusivement permanents et ceux qui sont exclusivement temporaires. Il n'est pas facile de classer certains systèmes d'après une grille aussi rigide. L'utilisation et l'efficacité d'une méthode dépendent souvent de la situation concrète. Une certaine planification et une préparation sont nécessaires même pour les méthodes les plus simples, afin d'en tirer la plus grande efficacité possible. Il semble que, dans bien des cas, seule la combinaison de certaines techniques puisse donner les meilleurs résultats possibles. Les auteurs suggèrent aux autorités responsables de la protection contre les inondations de choisir une ou des méthodes appropriées à la suite d'une évaluation de la situation locale et des conditions d'application de ces méthodes.

Les solutions de rechange ont été groupées selon la classification générale suivante (certains fournisseurs commerciaux sont également énumérés ci-dessous) :

4.1 Barrages cellulaires (du type gabion)

Les gabions sont des structures cellulaires flexibles préfabriquées (cages grillagées) que l'on remplit sur place de cailloux ou de terre. Ils sont utilisés depuis longtemps en Europe comme murs de soutènement gravitaire et, en technologie hydraulique, pour protéger les berges d'une vallée contre l'érosion fluviale et contre l'amoncellement de bourrelets de crue. Par conséquent, les gabions étaient surtout, en matière de protection contre les inondations, une mesure de protection permanente. On trouve très peu d'exemples de leur utilisation pour lutter contre les inondations en situation d'urgence.

Les brochures spécialisées donnent un autre nom aux gabions : « confinement cellulaire en profondeur », expression qui vise surtout à faire la distinction avec le « confinement cellulaire superficiel », c'est-à-dire des cages grillagées de faible profondeur (utilisées dans les structures en terre renforcée).

Nous sommes d'avis que ce type de structure peut être utilisé comme structure de protection temporaire, pouvant même remplacer plus efficacement les murs en sacs de sable. Cette recommandation s'applique particulièrement aux nouveaux produits annoncés par Hesco et Maccaferri, illustrés à la figure 4.1.1 et expliqués plus en détails à l'annexe 3. Essentiellement, il s'agit de structures multicellulaires démontables, fabriquées de panneaux de grillage métallique renforcés de barres d'acier verticales (figure 4.1.2); une fois remplies de terre, ces cages peuvent constituer des structures analogues aux digues de terre. La flexibilité de la cage métallique et les dispositifs d'assemblage articulés permettent une bonne adaptation au profil du terrain. L'imperméabilité de la structure est obtenue par une doublure en géotextile et par le matériau de remplissage.

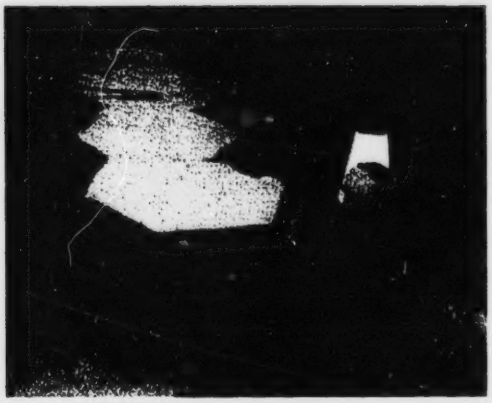


FIGURE 4.1.1 CONCERTAINER HESCO

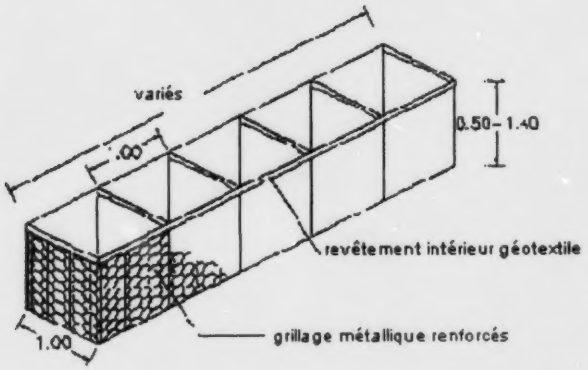


FIGURE 4.1.2 MACCAFERRI FLEX MAC

Ces produits sont offerts en diverses tailles et longueurs (tableau 4.1.1), ce qui donne une bonne souplesse d'emploi; il est possible d'obtenir une grande diversité de coupes transversales et de forme longitudinales (angles, murs à multiples niveaux et prolongements) simplement en combinant des formes standards.

Les structures de ce genre n'imposent aucune contrainte au sol de l'assise, au relief, aux matériaux de remplissage, etc., et sont relativement simples à construire, que ce soit sur des surfaces planes ou inclinées; la longueur des cellules peut s'adapter aux contraintes du site, on peut remplir les cellules partiellement, etc. Il est facile de consolider les points faibles en ajoutant une autre cellule à l'arrière, ou encore d'augmenter la hauteur en ajoutant une autre rangée de cellules au-dessus d'un mur existant. Des risques de renversement peuvent surgir à l'occasion, lorsque les cellules sont installées sur un terrain en forte pente et remplies à l'aide d'une chargeuse. Les facteurs de stabilité de l'annexe 1 sont calculés en fonction d'une situation idéale, c'est-à-dire une base plane horizontale.

Type ou nom commercial	Longueur *L*		Largeur *W*		Hauteur *H*		Hauteur maximale de l'eau retenue H_w		Poids (à vide)	
	(pi)	(m)	(pi.po)	(m)	(pi)	(m)	(po)	(m)	(lb)	(kg)
Concertainer Hesco										
Mil 1B	32	10	3' 6"	1,1	4' 6"	1,37		1,10	344	156
Mil 2B	4	1,22	2'	0,6	2'	0,61		0,49	22	10
Mil 3B	32	10	3' 3"	1	3' 3"	1		0,80	231	105
Mil 4B	32	10	5'	1,5	3' 3"	1		0,80	352	160
Mil 5B	10	3,05	2'	0,61	2'	0,61		0,49	51	23
Mil 6B	20	6,09	2'	0,61	2'	0,61		0,49	99	45
Mil 7B	91	27,74	7'	2,13	7' 3"	2,21		1,77	2145	975
Mil 8B	32	10	4'	1,22	4' 6"	1,37		1,10	385	175
Mil 9B	30	9,14	2' 6"	0,76	3' 3"	1		0,80	222	101
Mil 10B	100	30,5	5'	1,52	7'	2,12		1,70	2332	1080
Maccaferri Flex Mac										
		1,5		0,5		0,5		0,4		
		5		1		0,5		0,4		
		5		1		1		0,8		
		5		1		1,4		1,12		

TABLEAU 4.1.1 ASSORTIMENT STANDARD DE CERTAINS SYSTÈMES CELLULAIRES

La simplicité du design est un atout important de ce système. Une main-d'oeuvre non qualifiée peut en faire l'installation, le seul travailleur qualifié étant le conducteur de la chargeuse (figures 4.1.3 et 4.1.4). En l'absence de machinerie pour l'installation ou, dans le cas d'un sol de base saturé qui se transforme en boue sous le poids de machinerie lourde, les cellules peuvent être remplies manuellement à la pelle.

FIGURE 4.1.3 INSTALLATION DU CONCERTAINER HESCO: ÉTIREMENT DE LA CAGE

Les principaux avantages des barrages cellulaires, par rapport aux digues traditionnelles en sacs de sable, c'est qu'elles exigent beaucoup moins de temps et de main-d'oeuvre pour le remplissage et l'installation. La documentation commerciale disponible cite habituellement les travaux de recherche du Army Corps of Engineers des États-Unis, selon lesquels il faut de dix à vingt fois moins de temps et de cinq à sept fois moins de main-d'oeuvre pour installer des gabions, en comparaison des sacs de sable. La firme Hesco Concertainer donne l'exemple d'un mur d'un mètre de haut, d'un mètre de large et de dix mètres de long. Pour ériger un barrage en sacs de sable, dix hommes doivent travailler sept heures pour remplir 1500 sacs de sable. Pour le même mur fabriqué en gabions Concertainer, il suffira de deux hommes et de 20 minutes. Ces données supposent l'utilisation de machinerie lourde (chargeuse frontale, pelle mécanique). Si le remplissage se fait à la pelle, les exigences en matière de main-d'oeuvre et de temps d'installation sont probablement semblables pour les sacs de sable et les gabions cellulaires.

Ces derniers sont faciles à manutentionner et à transporter (repliés et empilés sur des palettes). Par exemple, on peut transporter un kilomètre de cellules Concertainer sur un seul semi-remorque de 40 pieds.

Il vaut la peine de mentionner que les exigences en matière d'entreposage sont considérablement réduites pour les systèmes du type gabion, comparativement aux sacs de sable. Une fois repliés, ils occupent un volume beaucoup moins important et surtout, ils n'exigent pas d'entreposage fermé et abrité. Habituellement, les cages sont conservées sur des palettes en plein air, puisque le grillage est galvanisé et que les membranes géosynthétiques résistent aux intempéries (figure 4.1.5).

Il est possible de réutiliser les cages métalliques pourvu qu'elles n'aient pas été sensiblement déformées par le remplissage ni par la « charge » des eaux de crue. Ce n'est pas le cas des unités les plus grandes, car la pression du matériau de remplissage est alors suffisamment élevée pour causer

une déformation du grillage et même des tiges d'angle en acier. De plus, lorsque l'on empile plusieurs rangées de gabions, les rangées inférieures sont déformées au point de ne plus être réutilisables.

4.2 Barrages amovibles en béton ou en métal

On a trouvé dans la documentation plusieurs exemples de ce type de structures. Ce sont des structures de génie civil traditionnelles démontables, présentant une grande diversité de systèmes et de procédures d'installation. Plusieurs semblent avoir des applications très limitées dans le domaine de la protection contre les inondations, tandis que d'autres peuvent avoir certains avantages dans des circonstances bien précises. On présente séparément ci-dessous chacun des systèmes disponibles, étant donné les différences qui existent entre eux.

FIGURE 4.1.4 HESCO CONCERTAINER

Installation :
Remplissage mécanisé

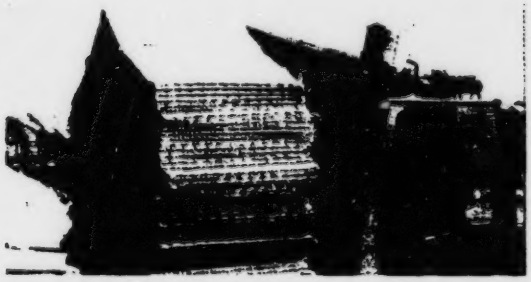


FIGURE 4.1.5 HESCO CONCERTAINER

Entreposage : gabions repliés

4.2.1 BARRAGES EN BÉTON ET ACIER RICHARDSON

Ces structures portent le nom de leur inventeur. Elles sont principalement utilisées comme barrages pour protéger les routes contre les inondations aux États-Unis.

On peut voir une coupe schématique du barrage en béton à la figure 4.2.1, empruntée de l'ouvrage de Duncan *et autres* (1997). Il se compose d'éléments préfabriqués en béton armé, d'une hauteur d'environ 0,75 m (30 po) et 1,5 m (60 po). Ces éléments peuvent être empilés. Ils sont reliés à l'aide de boulons et de brides de serrage, avec des joints d'étanchéité pour assurer l'imperméabilité. Il faut de la machinerie lourde pour les soulever et les mettre en place. La résistance contre la pression de l'eau est obtenue par la gravité, c'est-à-dire le poids propre des éléments.

La version en acier de la même structure est illustrée à la figure 4.2.2, également empruntée de l'ouvrage de Duncan *et autres* (1997). Cette structure est constituée de feuilles de métal maintenues en place par des contreventements d'acier ou de bois. On fabrique des éléments de deux hauteurs différentes : 0,9 m (36 po) et 1,2 m (48 po); leur longueur est de 2,4 m (8 pi). Ces éléments peuvent être empilés l'un par-dessus l'autre, ou au-dessus d'une base formée d'éléments en béton. Ils sont reliés entre eux à l'aide de boulons et de brides de serrage. Aucune machinerie lourde n'est nécessaire pour leur installation. Il faut enfoncer des piquets dans le sol pour stabiliser le barrage d'acier.

À cause du manque de données, il n'a pas été possible de calculer les facteurs de stabilité en termes de résistance au glissement et au renversement, mais on estime que ces facteurs sont très faibles parce que les panneaux du côté exposé à l'eau sont presque verticaux, tandis que la pression de l'eau s'exerce de façon presque horizontale. Dans Duncan *et autres* (1997), on indique que la valeur du facteur de résistance au glissement est inférieure à 1, mais l'on ne précise pas quelles données ont servi de base à ce calcul. Le problème de ces structures est qu'elles sont maintenues en place par le sol : en effet, une part dominante de la force résultante est transmise au sol par le montant arrière. La superficie de contact de la « base » est restreinte et la réaction d'appui qui en résulte est élevée, limitant l'utilisation de ce type de structure à des fondations solides : des sols très compacts ou rocheux (en fait, il est encore préférable de les installer sur des routes, ce qui est leur utilisation prévue à l'origine). Cette exigence est encore accentuée par la nécessité d'utiliser de la machinerie lourde pour l'installation.

Il n'y a aucune infiltration d'eau dans cette structure, mais le gradient d'infiltration sous le barrage est inadmissiblement élevé; Duncan *et autres* (1997) ont calculé qu'il se situe entre 0,5 et 4,0. Par conséquent, des problèmes peuvent surgir si le sol est mou et meuble. On indique dans la source que le système peut être installé sur divers terrains, en minimisant l'infiltration sous le barrage à l'aide d'une géomembrane attachée aux extrémités de chaque segment; mais on ne voit pas très bien comment cela peut fonctionner concrètement.

La structure elle-même est très compliquée pour des utilisateurs non qualifiés et il faut donc leur donner une certaine formation. Cette méthode exige de la machinerie lourde pour l'installation et demande beaucoup de main-d'oeuvre. Certains travaux préparatoires sont nécessaires, notamment le nivellement du terrain à l'endroit où l'on doit installer la structure. Il faut aussi des véhicules de transport lourd pour la version en béton. Les points forts du système sont la hauteur variable et la capacité de former des angles, ainsi que la durabilité.

Le coût d'achat initial est élevé. Il faut beaucoup d'espace d'entreposage pour la version en béton, beaucoup moins pour la version en acier (les sections peuvent être empilées à plat). Mais surtout, le système n'a pas encore été mis à l'épreuve; on n'a trouvé aucune référence sur le comportement de cette structure dans une utilisation de protection contre les inondations.

Cette méthode n'a pas été évaluée de façon plus détaillée. Les auteurs ont conclu que son domaine d'application est très limité et que l'on ne saurait en recommander l'usage comme mesure de protection générale contre les inondations.

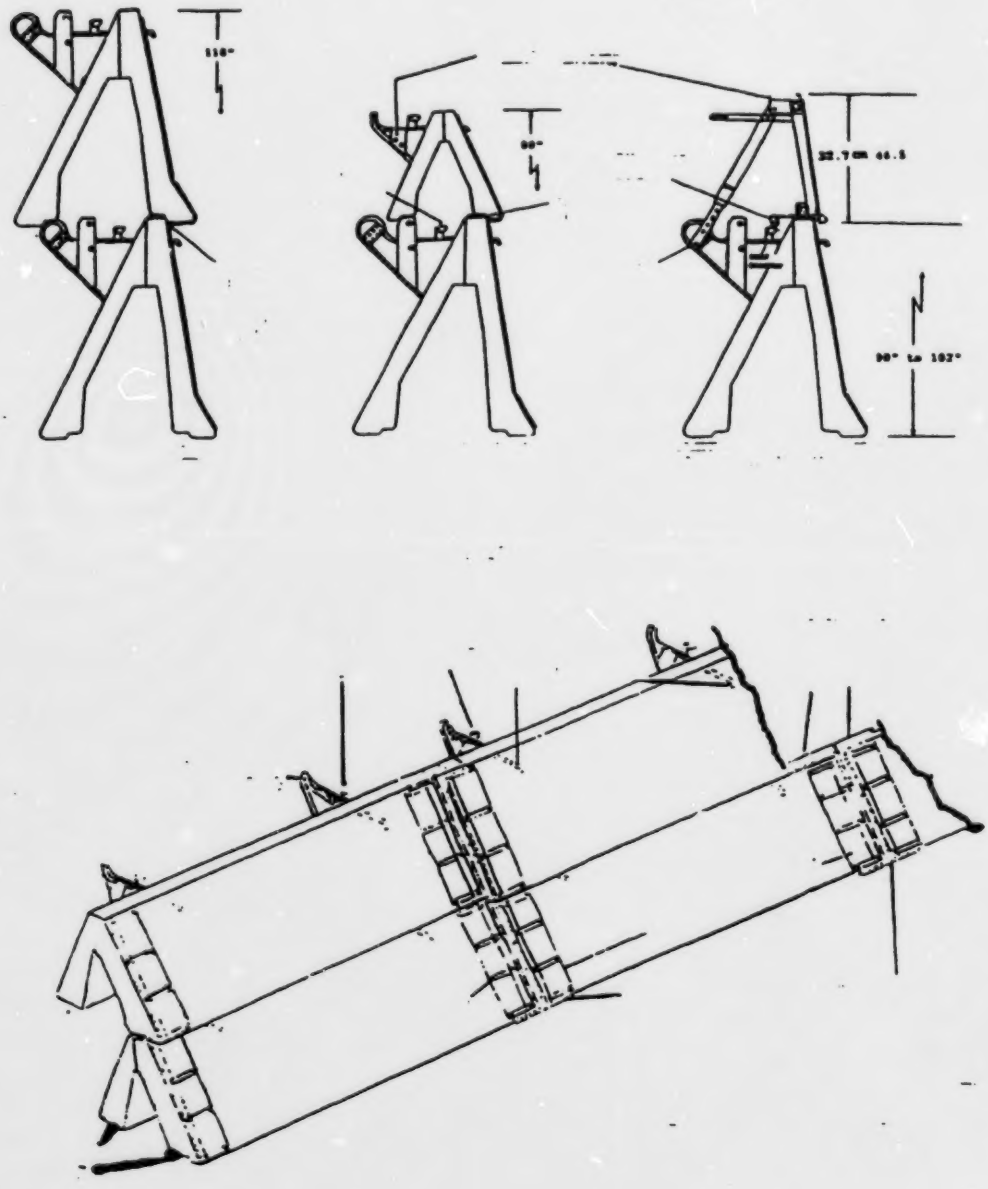


FIGURE 4.2.1 BARRAGE RICHARDSON EN BÉTON CONTRE LES INONDATIONS

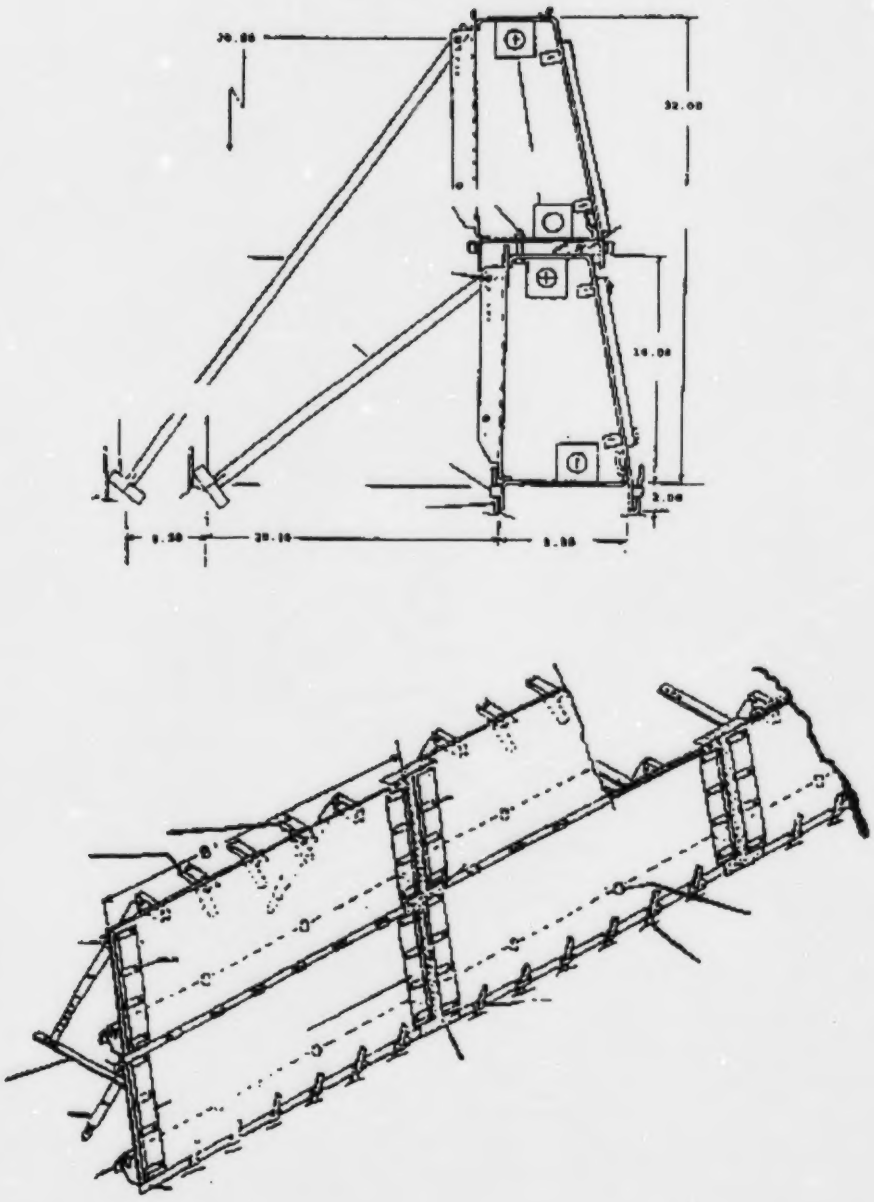


FIGURE 4.2.2 BARRAGE RICHARDSON EN BÉTON CONTRE LES INONDATIONS

4.2.2 BARRAGES POUR ROUTES JERSEY

Les barrages pour routes Jersey sont des éléments préfabriqués en béton armé que l'on peut utiliser de concert avec une membrane de polyéthylène pour former une paroi étanche à l'eau. Les éléments se présentent sous une seule forme et dans une taille unique : 0,8 m (32 po) de haut, 0,6 m (24 po) de large à la base, et 3 m de long, comme on peut le voir à la figure 4.2.3. La hauteur de l'eau retenue est d'environ 0,5 m pour un barrage formé d'une seule rangée d'éléments. On peut porter cette hauteur à environ 1,5 m en empilant les barrages Jersey comme illustré à la figure 4.2.4. Les barrages Jersey sont utilisés depuis longtemps aux États-Unis pour la protection contre les inondations, en raison de leur grande disponibilité, surtout dans les régions rurales (Duncan *et autres*, 1997).

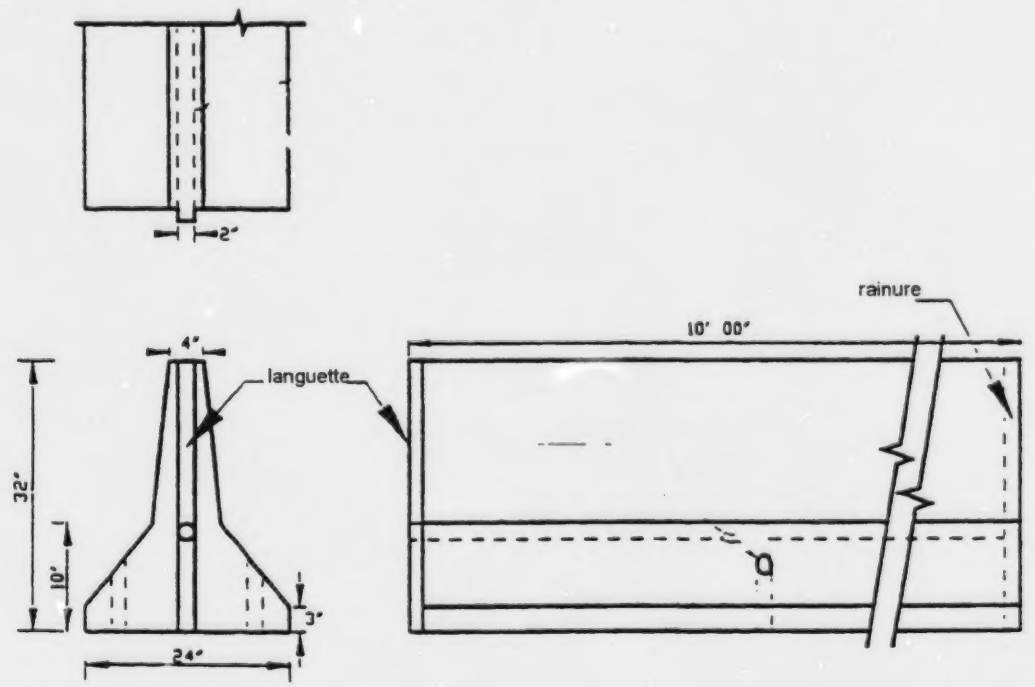


FIGURE 4.2.3 BARRAGES POUR ROUTES JERSEY – UNE SEULE RANGÉE

Le coefficient de sécurité contre le glissement, tel que calculé à l'annexe 1, est légèrement supérieur à 1,0 dans le cas d'un sol présentant un angle de frottement de 15^0 et d'un barrage formé d'une seule rangée d'éléments. Le même coefficient de sécurité de $F_s = 1{,}0$ pour le soulèvement complet à la base (après l'apparition d'un interstice) exige que le sol ait un angle de frottement d'au moins 22^0, ce qui indique la possibilité d'instabilité en condition d'utilisation réelle (fort courant avec action de vagues). Des améliorations ont été apportées (Duncan *et autres*, 1997) pour remédier au problème (voir figure 4.2.3) : assemblage à rainures et languettes, trous pour ancrage à l'aide de piquets de métal, etc. Il semble par ailleurs que l'on puisse obtenir de meilleurs résultats si la membrane est installée en avant du barrage, formant une sorte de couverture imperméable (figure A.1.3). Cela permet de réduire la sous-pression et d'accroître la stabilité globale du barrage.

On calcule que le gradient hydraulique moyen sous la structure est d'environ 0,8 (annexe 1), ce qui est élevé, mais il est possible de réduire cette valeur, selon la longueur de la couverture imperméable. On empêche toute infiltration aux joints par l'assemblage (rainures et languettes) et en scellant les

éléments à l'aide d'une enveloppe en géomembrane. Un des inconvénients est qu'il est impossible de former des angles.

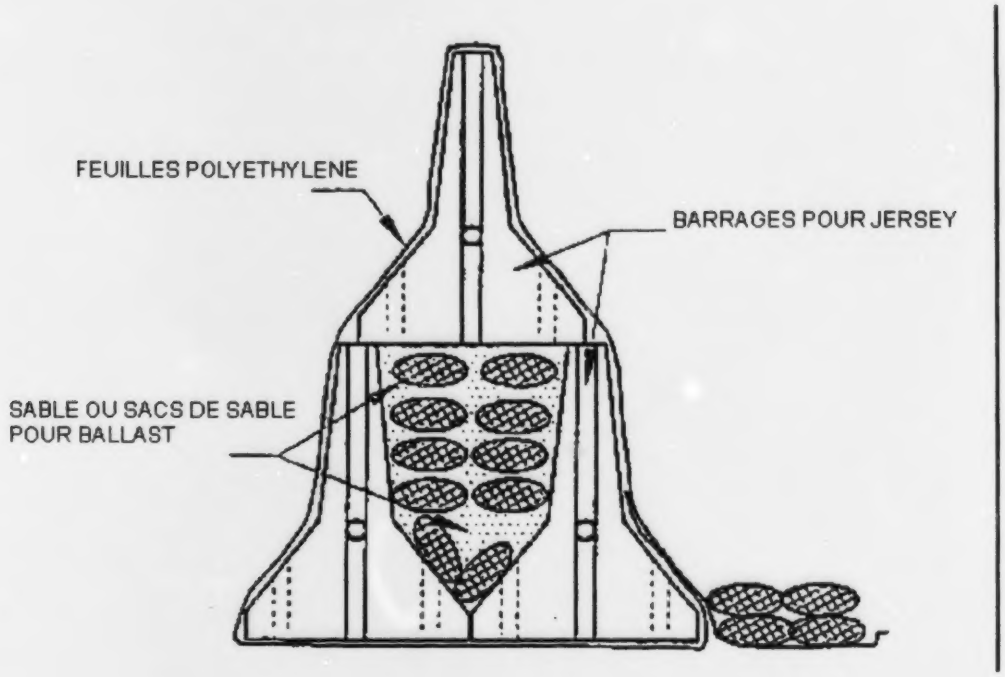


FIGURE 4.2.4 BARRAGES POUR ROUTES JERSEY – UNITÉS EMPILÉES

La structure elle-même est très simple et son installation est rapide, mais nécessite toutefois le recours à de la machinerie lourde (p. ex. un petit chariot élévateur). Cela peut limiter sa faisabilité à des sols solides et rocailleux, et aux régions urbaines, parce qu'il faut pouvoir utiliser des véhicules de transport lourd.

Certains avantages apparaissent sur le plan des coûts. En supposant que les éléments soient déjà disponibles, aucun investissement initial n'est nécessaire. Le système (les éléments en béton) ne demande aucun entreposage. L'utilisation n'entraîne aucun dommage (les feuilles de polyéthylène sont considérées non réutilisables). Par contre, le recours à des camions lourds et à du matériel d'installation exige d'engager des dépenses.

En conclusion, l'application de cette méthode est limitée spatialement aux secteurs où se trouvent déjà des barrages pour routes Jersey et aux zones urbaines, ou à proximité des dépôts d'éléments Jersey. Leur utilisation convient le mieux aux terrains plats et à la fabrication de longs barrages en ligne droite, à cause de la difficulté de réaliser des courbes.

4.2.3 PORTADAM

Le système Portadam est une structure à cadre d'acier sur laquelle on applique une géomembrane qui s'étend au-delà de la base du cadre (voir figure 4.2.5). C'est une structure semi-permanente parce qu'elle exige de petites fondations en béton enfouies dans le sol pour soutenir le cadre d'acier.

L'installation comprend les étapes suivantes : placer les cadres à des intervalles d'environ 0,35 m (15 po), les boulonner, ancrer les pieds, placer la géomembrane et maintenir le tout en place à l'aide de sacs de sable, de blocs de roche, etc. La structure est disponible en trois grandeurs d'environ 1,5 m, 2,1 m et 3,0 m (5, 7 et 10 pi). Elle a été utilisée avec succès pour lutter contre les inondations, principalement pour des objets industriels individuels (Duncan *et autres*, 1997).

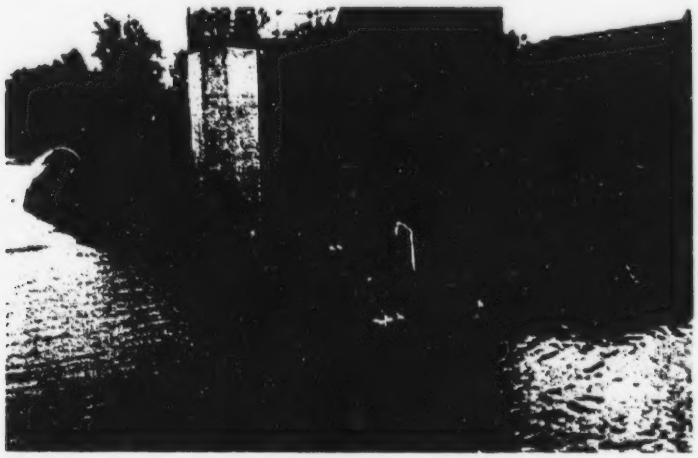


FIGURE 4.2.5 PORTADAM – PROTECTION DU CHANTIER DE CONSTRUCTION D'UNE PILE DE PONT

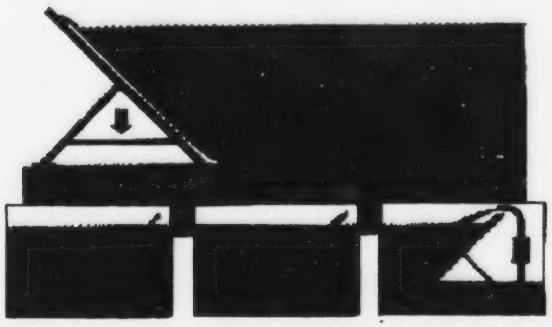


FIGURE 4.2.6 PORTADAM : LA STRUCTURE (SCHÉMA DU HAUT) ET SON INSTALLATION DANS L'EAU STATIQUE (SCHÉMA DU BAS)

Les facteurs de résistance au glissement et au renversement n'ont pas été calculés à cause d'un manque de données. On peut même se demander comment on pourrait les calculer. On estime que la résistance au glissement est entièrement déterminée par la taille des fondations en béton et par les propriétés du sol (on ne sait pas trop quel est le comportement du système Portadam en l'absence de fondation). Dans Duncan *et autres* (1997), on établit à environ 0,6 le facteur de résistance au glissement, mais l'on ne précise pas sur quelles données ce calcul est fondé. L'inclinaison de la structure du côté de l'eau introduit une composante verticale de la pression de l'eau sur les fondations, accroissant ainsi la résistance au glissement. La force résultante est très excentrique par rapport à l'assise et la portion dominante de la résultante est transférée au sol par les pieds arrière et leur fondation.

L'infiltration par le sol ne semble pas être un problème puisque (du moins en théorie) le gradient hydraulique peut être diminué en augmentant la longueur de la géomembrane qui forme une couverture devant le batardeau. Toutefois, il peut y avoir un problème d'infiltration à travers le barrage, car il semble que les joints entre les feuilles de plastique soient assurés seulement par la friction. Les documents de référence disponibles ne décrivent pas comment les feuilles de plastique se comportent en cas de courant rapide de l'eau (on ne dit pas par exemple si elles ont tendance à flotter, à s'enrouler, etc., ce qui est particulièrement important pour la partie de la géomembrane étendue sur le sol). On ne sait pas trop non plus s'il peut y avoir infiltration d'eau entre la surface du sol et la membrane, laquelle n'est pas absolument souple et peut donc laisser un certain intervalle entre elle et le sol, même quand elle est comprimée par l'eau qui s'accumule au-dessus. La figure 4.2.5 montre qu'une importante quantité d'eau se retrouve de l'autre côté du barrage à cause de l'infiltration et des fuites et qu'il faut pomper cette eau pour la retourner dans le cours d'eau.

La structure elle-même (figure 4.2.6) est bien conçue : elle est légère et peut être installée à la main. Elle permet des changements d'alignement (facilité de faire des angles) et de terrain. Un avantage important est qu'elle peut être placée sur terrain sec ou dans de l'eau statique (l'eau qui se trouve derrière le barrage est alors pompée et rejetée de l'autre côté). Par contre, la procédure d'installation n'est pas si simple et exige un personnel qualifié. Par ailleurs, une main-d'oeuvre nombreuse est nécessaire car la structure comporte de nombreux éléments et raccords. Il faut aussi des travaux préparatoires : les fondations en béton.

L'investissement initial est élevé pour le batardeau Portadam. Il exige aussi un vaste espace d'entreposage. La durabilité de la membrane utilisée peut également poser des problèmes. La doublure en vinyle est renforcée, mais elle peut être percée et endommagée par des débris flottants. Si l'on utilise une membrane plus épaisse et plus lourde pour une meilleure protection contre les débris flottants, la membrane sera plus rigide et plus difficile à poser.

Même si ce système présente certains avantages et a été utilisé avec succès pour lutter contre des inondations, nous estimons qu'il convient davantage aux régions urbaines et aux utilisateurs industriels qui veulent protéger leurs propres sites importants.

4.3 Batardeaux à poteaux et poutrelles (formés d'aiguilles)

Les batardeaux formés d'aiguilles ont été conçus en partant d'une idée simple et claire, comme on peut le voir à la figure 4.3.1. Des poutrelles creuses munies de joints en caoutchouc sont placées horizontalement entre des piliers d'acier en H placés verticalement.

Ces structures sont utilisées pour la protection contre les inondations en Europe (surtout en Allemagne – système GOH DPS 2000) et depuis un certain temps aux États-Unis (avec beaucoup de succès). Dans l'ouvrage de Duncan *et autres* (1997), on les qualifie de structures permanentes de lutte

contre les inondations et elles obtiennent le meilleur résultat dans cette catégorie. Il leur faut des fondations permanentes, mais la structure métallique peut être démantelée et entreposée quand on n'en a pas besoin. Cette caractéristique nous permet de considérer également les batardeaux à aiguilles comme une bonne solution pour la protection temporaire contre les inondations dans des circonstances précises.

FIGURE 4.3.1 SYSTÈME GOH DPS 2000

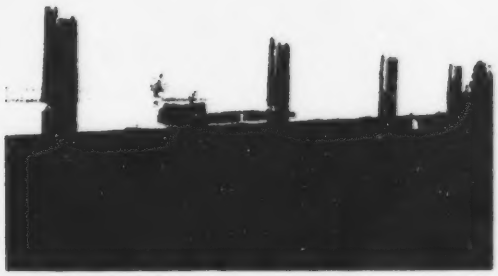


FIGURE 4.3.2 SYSTÈME GOH DPS 2000 : HAUTEUR RÉGLABLE

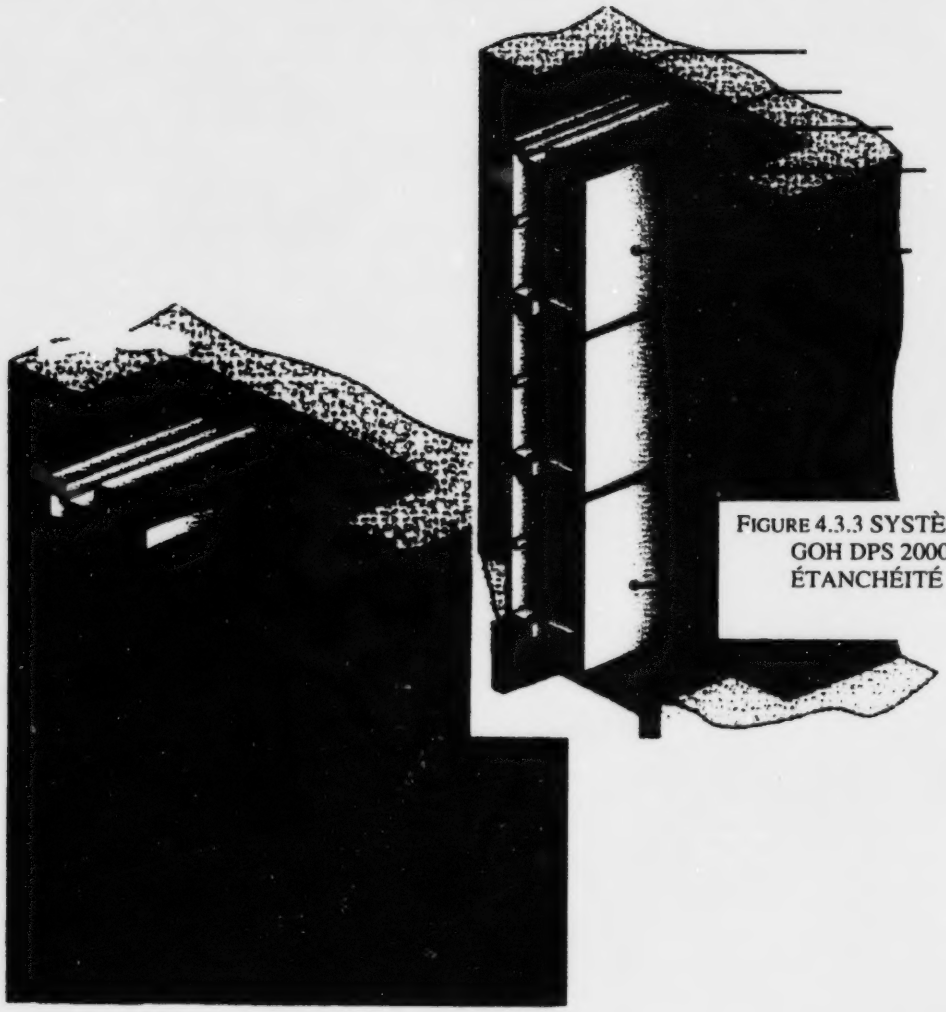


FIGURE 4.3.3 SYSTÈME GOH DPS 2000 : ÉTANCHÉITÉ

La structure peut être installée au sommet d'un mur de soutènement existant, le long des bords d'une dalle en béton, etc.; autrement, il faut construire de toutes pièces des fondations solides en béton. Des supports de métal pour les piliers sont protégés par des plaques de tôle striée. Les piliers en H sont fixés à l'aide de boulons et soutenus en outre par des poutrelles inclinées munies d'un pied réglable pour un bon appui au sol. Les piliers en H sont galvanisés pour résister à la rouille. On insère ensuite des poutrelles creuses en aluminium entre les piliers. Il est facile de rehausser le barrage si le niveau d'eau s'élève – aucun effort n'est gaspillé (figure 4.3.2). De plus, chaque section est statiquement indépendante et le batardeau peut être construit dans n'importe quel ordre.

Cette structure ne présente aucun problème de stabilité en termes de glissement et de renversement, en supposant que la structure hôte est stable. De plus, il n'y a aucun problème d'infiltration ni de fuite à travers le mur : la figure 4.3.3 montre que la structure est munie de joints étanches perfectionnés. Quant à l'infiltration par le sol, elle dépend de la fondation utilisée comme base pour ce système; il est recommandé de vérifier dans chaque cas les critères de gradient hydraulique moyen précisés à la partie 5 et à l'annexe 1.

La structure est facile à installer (figure 4.3.4), mais une formation minimale doit être donnée au personnel. La construction n'exige pas beaucoup de main-d'oeuvre et pas d'équipement. De plus, c'est un système très efficient : d'après la brochure du fabricant (système GOH), trois hommes peuvent à eux seuls construire en cinq heures un mur de 150 m de long et de 1,8 m de haut. En fait, les trois personnes sont nécessaires seulement pour l'érection des piliers verticaux lourds. Un seul homme suffit pour placer les poutrelles horizontales en aluminium, étant donné leur légèreté (une poutrelle de 3 m de long ne pèse que 20 kilos).

Le coût de la structure est très élevé, en comparaison d'autres méthodes, principalement à cause de l'utilisation de matériaux coûteux (aluminium) et de la nécessité d'un espace d'entreposage vaste et sûr (pour assurer la protection contre le vol), et aussi à cause des travaux préparatoires nécessaires. Ce coût est partiellement compensé par la durabilité, la longévité et le faible coût d'installation.

Le système est fortement recommandé comme dispositif de fermeture pour assurer la protection de lieux importants. De plus, son utilisation peut être justifiée dans des secteurs urbains densément peuplés, dans les cas où il faut préserver l'accès à une rivière (ce qui exclut la construction de digues), lorsque les caractéristiques de l'inondation sont bien connues et lorsque le site à protéger n'est pas trop long. En pareil cas, cette structure peut servir de système de contrôle des inondations camouflé le long des berges des rivières.

4.4 Tubes de géomembrane ou éléments de plastique remplis d'eau (ou d'air)

Les géomembranes remplies d'eau sont des produits relativement nouveaux dans la lutte contre les inondations et l'ingénierie hydraulique en général. L'idée de base est d'utiliser l'eau elle-même pour former un barrage faisant obstacle à l'inondation. On utilise habituellement l'eau de cours d'eau pour remplir des tubes ou des éléments de géomembranes préfabriqués de diverses formes et tailles pour constituer un barrage. Le succès et l'adoption rapide de ces systèmes sont attribuables principalement à leur rapidité d'installation et à leur simplicité.

Divers produits commerciaux vendus et annoncés sur le marché reflètent les différentes idées qui ont cours dans ce domaine. Beaucoup de ces produits en sont encore à l'étape du développement et leur prix ou leurs caractéristiques précises ne sont donc pas encore définis; de plus, on n'en a pas encore fait l'essai dans la lutte contre les inondations. Il faut donc commencer par une certaine systématisation.

Premièrement, on peut classer ces systèmes selon la forme de l'élément de base :

- les systèmes en forme de cube ou de « brique », notamment « Water Wall » et « SWI Mitigation HDPE Blocks » ou blocs d'atténuation SWI en PEHD;

- les systèmes tubulaires, qui comprennent tous les autres produits décrits dans cette partie.

FIGURE 4.3.4 INSTALLATION DU SYSTÈME GOH DPS 2000

FIGURE 4.4.1 SYSTÈME WATER WALL

Le système Water Wall utilise des éléments préfabriqués souples en PVC de forme trapézoïdale, illustrés à la figure 4.4.1. Le système « SWI Mitigation HDPE Blocks » (blocs d'atténuation SWI en PEHD) est composé de blocs de polyéthylène à parois épaisses qui s'emboîtent les uns dans les autres et sont remplis d'eau sur place, comme on peut le voir à la figure 4.4.2. Comme ces deux systèmes diffèrent des systèmes tubulaires quant à l'action statique et à la procédure d'installation, ils feront l'objet d'une explication dans des sections séparées.

Les systèmes tubulaires peuvent être subdivisés en trois types :

- les tubes remplis d'eau « nominalement simples », qui se subdivisent en deux autres sous-types : le premier comprenant un système de tubes intérieurs entourés d'un « tube principal » extérieur de plastique renforcé à résistance élevée (systèmes « Water Structures » et « Aqua Dam »); et l'autre comportant un seul tube externe à résistance élevée doté de cloisons internes (système « Aqua-Barrier »);

- les tubes multiples remplis d'eau (« systèmes Clement Water Diversion »);

- les tubes remplis d'air (« systèmes NOAQ Flood Fighting »).

Les systèmes tubulaires se ressemblent beaucoup par la conception, les exigences et le comportement et seront décrits collectivement ci-dessous.

Il y a lieu de noter qu'il existe tout un autre groupe de structures semblables appelées « digues de caoutchouc » ou « digues gonflables », comprenant une seule vessie gonflable en caoutchouc ancrée à une fondation de béton. Les digues en caoutchouc sont utilisées depuis longtemps en génie hydraulique comme barrages de retenue permanente des eaux, surtout en Extrême-Orient (le principal type étant le modèle Sumigate fabriqué par « Sumitomo Electric Industries » du Japon). Ces structures ne sont pas décrites dans le présent rapport.

4.4.1 WATER WALL

Le système Water Wall est illustré à la figure 4.4.1. La conception du système semble plus efficace que dans d'autres structures du même type : le plan incliné utilise la composante verticale de la pression d'eau comme force stabilisatrice additionnelle (pression normale au sol pour accroître la friction). La structure est légère – les sections pèsent environ 60 kilos – et flexible, ce qui lui permet de s'adapter au terrain. Le principal inconvénient est qu'elle n'est fabriquée qu'en une seule taille transversale et en une seule hauteur d'un mètre et qu'il est impossible d'empiler ses différentes sections, ce qui limite sérieusement son application : elle ne peut retenir que moins d'un mètre d'eau de crue.

La résistance au glissement et au renversement n'a pu être calculée à cause du manque de données. L'infiltration par le sol est enrayée par une couverture imperméable attachée, qui réduit le gradient hydraulique maximum. Les fuites entre les sections semblent poser un problème – rien n'est précisé quant aux joints d'étanchéité entre les sections et l'étanchéité est douteuse.

La procédure d'installation comprend deux étapes : on commence par gonfler d'air un élément pour lui donner la forme voulue, après quoi on remplace l'air par de l'eau. La construction est simple et commode, aucune machinerie n'est nécessaire et il suffit d'une poignée de travailleurs. Aucune préparation n'est requise, sauf l'enlèvement des cailloux coupants, des branches et des racines, etc.

Il a été impossible de se renseigner sur les prix, de sorte que l'on n'a pas pu calculer l'investissement initial. L'espace d'entreposage nécessaire est restreint : d'après le fabricant, on peut transporter 10 sections dégonflées par camion. La durabilité est inconnue, mais il y a un risque de perforation par les débris (comme dans le cas des autres géomembranes gonflables). La fiabilité d'une

telle structure soulève également de sérieuses réserves – on ne voit pas comment il serait possible de remplacer sur place un élément qui a été perforé et dégonflé.

Aucune référence n'est fournie sur l'application du système.

En conclusion, à cause des limitations susmentionnées, ce système ne sera pas examiné de façon plus approfondie.

4.4.2 BLOCS D'ATTÉNUATION SWI EN PEHD

Ce système est illustré à la figure 4.4.2 tirée de l'ouvrage de Duncan *et autres* (1997). Les « briques » individuelles ont une forme telle qu'elles ne peuvent être assemblées que d'une seule manière (conception « à l'abri des gaffes »). Les éléments sont transportables, ils pèsent environ 45 kilos chacun. Il est possible de faire des angles. Les raccords entre les éléments permettent l'écoulement de l'eau d'un segment à l'autre, ce qui facilite le remplissage. On prétend que la hauteur de la structure est « illimitée », mais seule une hauteur d'un mètre a pu être observée à l'occasion d'une présentation (Duncan *et autres*, 1997). Une déformation prononcée de la couche du bas a été constatée dès que la hauteur a été portée à plus d'un mètre.

Les segments peuvent être ancrés grâce à la présence de deux ouvertures dans chaque unité. L'ancrage est probablement nécessaire à cause de la faible résistance au glissement, le fond étant plat. Il est également douteux que cette structure soit suffisamment flexible pour bien s'adapter à un terrain inégal.

L'infiltration en-dessous de la structure peut être une source de problème : il semble que l'on n'ait rien prévu pour réduire le gradient hydraulique à travers le sol. L'ajout d'une membrane imperméable du côté de l'eau peut empêcher les fuites à l'endroit des raccords.

La procédure d'installation est rapide et simple, la main-d'oeuvre nécessaire est limitée, mais les travailleurs auraient besoin d'une certaine formation ou tout au moins d'une certaine compétence en la matière. Le transport soulève des problèmes, car les éléments doivent être transportés sur les lieux en vrac, et il faut aussi un espace d'entreposage considérable.

Le coût d'achat est élevé à cause du grand nombre d'éléments nécessaires. Pour la même raison, l'entreposage est coûteux. La durée de vie utile est limitée à sept ans, quoique les éléments soient résistants aux rayons ultraviolets et aux produits chimiques (le fabricant n'explique pas clairement cette contradiction).

Il n'existe aucun exemple d'application à la protection contre les inondations.

Cette méthode n'a pas été considérée faisable pour une application générale, en raison des problèmes susmentionnés relatifs à la conception, au transport et à l'entreposage.

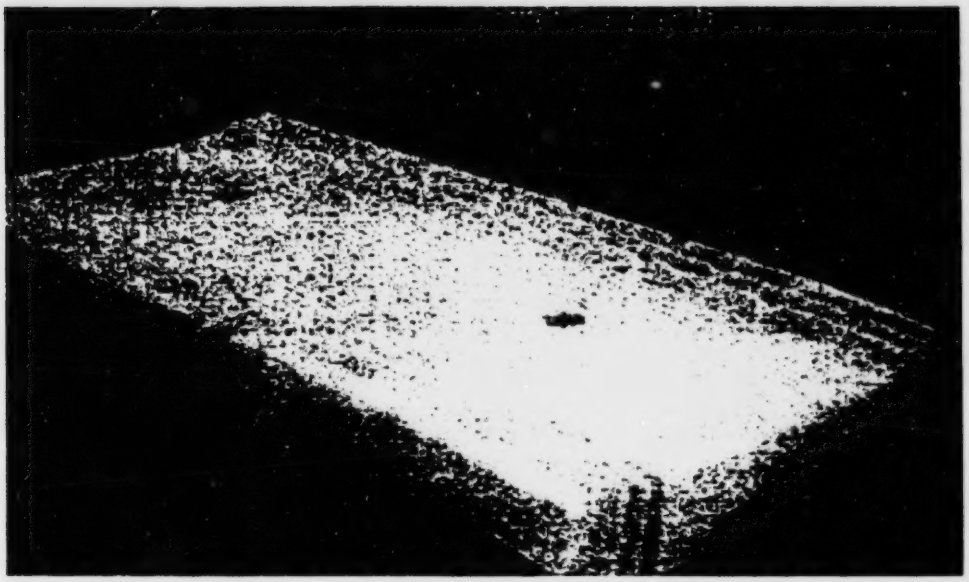


FIGURE 4.4.2 BLOCS D'ATTÉNUATION SWI EN PEHD

4.4.3 SYSTÈMES TUBULAIRES

4.4.3.1 Tubes remplis d'eau

Les tubes géosynthétiques remplis d'eau sont en réalité des barrages-poids portatifs (figure 4.4.3). Le poids de l'eau assure la stabilité et la résistance contre le glissement. Comme un tube gonflé est d'une forme quelque peu irrégulière et asymétrique à cause de la pression de l'eau qu'il contient, le calcul du facteur de sécurité à l'annexe 1 est fondé sur des approximations assez grossières et doit être vérifié expérimentalement.

Le véritable problème de ce type de système n'est pas le glissement, mais plutôt la résistance au renversement. Il est inutile de tenter même de calculer un coefficient de résistance au renversement, parce que le tube est trop flexible et que la torsion causée par la pression horizontale de l'eau de crue peut être tellement importante que le tube peut changer de forme et rouler comme un pneu de voiture. Une telle déformation est fortement accentuée sous l'action des vagues. Il est donc nécessaire de prévoir une forme quelconque d'ancrage pour assurer la stabilité et la résistance au roulement. En réalité, il serait compliqué d'assurer un ancrage extérieur. Une autre option est d'appliquer une sorte d'« ancrage interne » – c'est-à-dire concevoir le tube de manière à ce qu'il possède une plus forte résistance à la torsion, réduisant ainsi la déformation correspondante et empêchant le tube de rouler. On peut voir aux figures 4.4.4 et 4.4.5 divers modèles de ce genre de système.

La solution choisie par les concepteurs de « Water Structures » et « Aqua Dam » (figure 4.4.4) comprend deux tubes internes qui sont remplis d'eau et qui sont entourés d'un tube externe. Les tubes internes sont fabriqués d'un matériau souple et flexible (p. ex. du polyéthylène de 10 à 16 mm d'épaisseur est utilisé pour « Water Structures »), mais le tube extérieur est fabriqué d'un matériau plus rigide, renforcé et durable (un tissu de fibre plastique dans le cas de « Water Structures »). La friction entre les tubes internes les empêche de rouler l'un par rapport à l'autre, et le tube extérieur fournit une force de circonférence et une stabilité globale. Le système « Aqua-Barrier » fait appel à

une ou à plusieurs cloisons internes dans le même but. Le tube est fabriqué de vinyle de type industriel renforcé de polyester.

Le système « Clement » (figure 4.4.5) est fondé sur une idée générique : des tubes multiples sont liés à l'aide de courroies de manière à obtenir une forme pyramidale en coupe transversale, ce qui empêche le roulement. Le tube est fabriqué de polyester recouvert de vinyle et n'est disponible qu'en une seule taille : 17,5 pouces (environ 44 cm) de diamètre et 50 pi (15 m) de long. Le poids à sec est d'environ 50 livres par tube, soit approximativement 23 kilos par tube.

Pour augmenter la résistance au glissement, on peut prévoir des levées de terre du côté sec du tube pour chacune des structures susmentionnées.

La charge induite sur le sol est calculée à l'annexe 1, encore une fois de façon approximative. Elle est faible pour les petits tubes (et un niveau d'eau peu élevé), mais elle augmente en même temps que la hauteur de l'eau retenue et peut devenir trop forte pour les sols meubles saturés. Il y aurait donc lieu de vérifier la faisabilité du système pour chaque cas particulier.

Les gradients d'infiltration dans le sol sont généralement très minimes – de l'ordre de 0,3 à 0,4 (annexe 1). Il n'y a pas de fuite à travers un barrage bien construit : dans le cas de « Water Structures », on applique des colliers spéciaux pour sceller les raccords, et les autres systèmes font appel à des solutions semblables pour les raccords. Le système « Clement » utilise des « gaines » séparées pour chacun des tubes en coupe transversale. Les tubes insérés dans les gaines de raccord se chevauchent de telle manière qu'une fois gonflés, ils sont maintenus en place par la friction et ne peuvent être disjoints.

Ces systèmes ont certains avantages sur le plan de la conception générale :

- ils sont fabriqués en une grande diversité de tailles standard (tableau 4.4.1) : le diamètre va généralement jusqu'à un mètre, mais il est possible de commander des tubes d'un diamètre pouvant atteindre 3 m, tandis que la longueur est généralement de 15 m et de 30 m, mais là encore, il est possible de commander des éléments de diverses longueurs arbitraires;

FIGURE 4.4.3 STRUCTURES TUBULAIRES REMPLIES D'EAU : BARRAGES PORTATIFS (« WATER STRUCTURES »)

FIGURE 4.4.4 DIVERSES COUPES TRANSVERSALES DE SYSTÈMES TUBULAIRES REMPLIS D'EAU : TUBES INTERNES ET EXTERNES : « WATER STRUCTURES » ET « AQUA DAM » (À GAUCHE); CLOISONS INTERNES : « AQUA-BARRIER » (À DROITE)

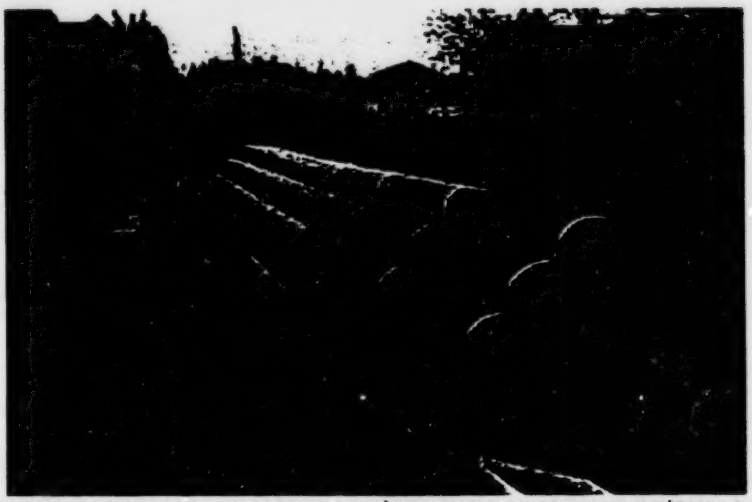


FIGURE 4.4.5 DIVERSES COUPES TRANSVERSALES DE SYSTÈMES TUBULAIRES REMPLIS D'EAU : SYSTÈME « CLEMENT »

Type	Longueur *L*		Largeur *W*		Hauteur *H*		Hauteur maximale de l'eau retenue H_w		Poids (à vide)	
	(pi)	(m)	(pi)	(m)	(pi)	(m)	(po)	(m)	(lb)	(kg)
Aqua-Barrier										
Cloison simple	100	30,5	4	1,2	2	0,61	18	0,46	200	91
			7	2,1	3	0,92	27	0,69	375	170
			10,5	3,2	4	1,22	36	0,91	500	227
Cloison double	100	30,5	7	2,1	3	0,91	27	0,69	375	170
			10,5	3,2	4	1,22	36	0,91	667	303
			13,5	4,1	5	1,52	45	1,14	874	397
			17	5,2	6	1,83	54	1,37	1000	454
			20,5	6,2	7	2,13	63	1,60	1167	530
Aqua Dam										
AD15	100	30,5	3	0,91	1,5	0,43				
AD02			4	1,2	2	0,61				
AD03			7	2,1	3	0,91				
AD04			12	3,6	4	1,2				
AD06			20	6,1	6	1,8				
AD09			34	10,3	9	2,7				
Water Structures										
WSU 12-24	100	30,5	2,0	0,61	1	0,31	8	0,20	100	45
WSU 18-36			2,7	0,81	1,5	0,46	12	0,30	113	51
WSU 24-48			3,8	1,17	2	0,61	18	0,46	150	68
WSU 36-72			5,7	1,73	3	0,92	28	0,71	260	118
WSU 48-105			10,0	3,05	4	1,22	36	0,91	400	182
WSU 72-156			15,5	4,73	6	1,83	54	1,37	900	409
WSU 102-220			19,3	5,90	8	2,44	72	1,83	1790	813
NOAQ										
		20			2	0,6		0,5		50
Water Wall										
	16	5	5	1,5		1			115	59
Clement										
Tube simple	50	15					8	0,2		20
2 tubes sur un seul niveau							16	0,4		41
2 niveaux							26	0,65		62
3 niveaux							36	0,91		122

TABLEAU 4.4.1 DIMENSIONS STANDARD POUR CERTAINS SYSTÈMES TUBULAIRES REMPLIS D'EAU

- il est possible de faire des angles arbitraires en utilisant des raccords flexibles (figure 4.4.6) – ces systèmes conviennent donc aux structures de confinement;

- il est facile d'accroître la hauteur de la structure temporairement, soit en gonflant le tube par simple pompage, soit en ajoutant une nouvelle rangée de tubes, comme dans le cas du système « Clement » (on recommande la prudence en pareil cas à cause d'une diminution de la résistance au roulement);

- les barrages ainsi obtenus sont très souples et peuvent facilement s'adapter à presque n'importe quel terrain (les terrains en pente situés en aval peuvent causer des problèmes – on ne fournit pas suffisamment de données) – et sont également bons dans les secteurs urbains et ruraux;

- les travaux préparatoires nécessaires sont minimes ou nuls – enlèvement des cailloux pointus, des racines et des branches, etc.;

- les systèmes sont réutilisables et durables – les fabricants décrivent un procédé permettant de réparer facilement les tubes perforés, ce qui peut se faire sur place et pendant l'utilisation (une autre option encore plus simple est de continuer à pomper afin de compenser la perte d'eau due à la déchirure);

- ces systèmes sont polyvalents et peuvent être utilisés à diverses autres fins : réservoirs temporaires pour contenir d'autres liquides, assèchement de chantiers, confinement de pollution aquatique, etc.

Les points faibles sont :

- la durabilité jusqu'à la perforation (débris flottants);

- la souplesse excessive des tubes de grand diamètre;

- les problèmes de roulement dans le cas de longs barrages en ligne droite (il faut alors prévoir l'ancrage de sections intermédiaires);

- la résistance au roulement est douteuse sous l'action des vagues;

- le ratio base-hauteur est important (environ trois), ce qui risque d'être peu pratique dans certains secteurs urbains;

- une grande quantité d'eau doit être disponible sur place pour remplir le système – il est donc préférable d'utiliser ces systèmes en milieu urbain ou près de cours d'eau;

- la baisse de la température peut causer le gel de l'eau contenue dans les tubes – toute tentative de les déplacer peut alors briser la glace et les arêtes de glace peuvent endommager le tube.

L'installation prend très peu de temps en comparaison d'autres systèmes. À titre d'exemple, le fabricant d'« Aqua-Barrier » cite les données comparatives du Army Corps of Engineers des États-Unis pour la construction d'un mur de sacs de sable de trois pieds de haut et de 100 pieds de long, et pour l'installation d'un barrage en tubes de même taille. Pour les sacs de sable, il faut environ quatre heures (avec un groupe de cinq personnes), tandis que le système « Aqua-Barrier » n'a exigé que 20 minutes. Ces données sont probablement trop optimistes pour des conditions d'utilisation réelle. On trouve des données plus fiables dans le manuel de « Water Structures », qui précise qu'il faut entre une heure et une heure et demie pour un barrage de tubes de plus de quatre pieds de haut et de 100 pieds de long.

La procédure d'installation est intuitive et n'exige pas de personnel qualifié, quoiqu'une certaine expérience soit nécessaire pour obtenir le rendement optimal, surtout dans le cas des tubes de grand diamètre. De plus, aucune machinerie lourde n'est nécessaire, ni pour le transport ni pour l'installation

(à l'exception de certains modèles plus lourds destinés à contenir un niveau d'eau plus élevé – tableau 4.4.1). Il faut seulement quelques pompes portatives et quelques travailleurs, selon la taille du tube.

D'après les fiches de renseignements des fabricants, l'installation dans une eau courante pose des problèmes et exige beaucoup plus de main-d'oeuvre, de temps, d'habileté et d'expérience. Cela n'est pas considéré comme un désavantage car les autres systèmes décrits dans le présent rapport ne peuvent pas habituellement être installés dans de telles conditions.

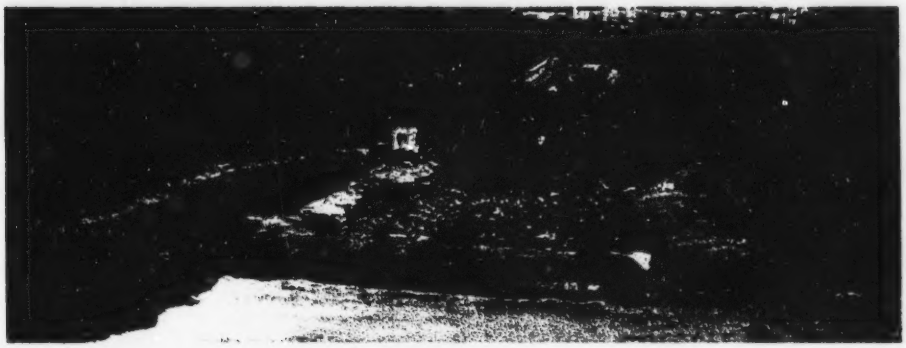


FIGURE 4.4.6 STRUCTURES TUBULAIRES REMPLIES D'EAU : FLEXIBILITÉ, ANGLES, COUPLAGE DES TUBES (« AQUA-BARRIER »)

FIGURE 4.4.7 STRUCTURES TUBULAIRES REMPLIES D'EAU : INSTALLATION DU SYSTÈME « CLEMENT »

Sur le plan de l'installation, le système Clement présente un avantage particulier par rapport aux autres tubes de plastique remplis d'eau. Son caractère modulaire le rend plus facile à construire : chaque tube peut être transporté à la main jusqu'au lieu d'installation et assemblé sur place pour former la structure (figure 4.4.7). Les autres systèmes sont constitués de tubes monopièces dont certains sont trop lourds pour être transportés à la main par deux personnes (100 kilos et plus).

Le coût initial de ces systèmes est élevé, mais les tubes sont réutilisables. Il faut un entrepôt fermé (en général, quoique les divers produits aient des sensibilités différentes à la lumière du soleil, aux basses températures et aux produits chimiques), mais pas très grand. La durabilité n'est pas clairement précisée dans la documentation commerciale disponible, de sorte qu'il est impossible d'estimer le coût d'entretien.

Les coûts d'installation et d'enlèvement sont minimes pour une faible hauteur de rétention. Pour citer une fois de plus l'étude du Army Corps of Engineers des États-Unis et l'exemple comparatif d'un mur de trois pieds de haut et de 100 pieds de long en sacs de sable et d'un autre en « Aqua-Barrier », le premier coûte environ 10 200 $US, tandis que le deuxième coûte un peu plus de 3 100 $US.

Les fabricants donnent des exemples de bons résultats obtenus dans l'utilisation de ces systèmes pour la lutte contre les inondations – voir par exemple les figures 4.4.8 et 4.4.9. Néanmoins, il semble qu'il faudrait procéder à des vérifications additionnelles dans différentes conditions naturelles et accumuler une plus grande expérience avec chacun des produits disponibles.

En conclusion, les tubes en géomembranes remplis d'eau sont des systèmes qui peuvent servir à la protection contre les inondations dans diverses conditions, en milieux urbain et rural. Ces produits conviennent également bien aux structures de confinement et à la protection de structures individuelles. D'autres expériences sont nécessaires pour ce qui est de la rétention d'un niveau d'eau supérieur à un mètre. De plus, le comportement en conditions dynamiques, avec un courant rapide, doit être testé et évalué.

4.4.3.2 Tubes gonflés à l'air

Le seul produit de ce type est le système NOAQ, illustré à la figure 4.4.10. L'idée de base est très intéressante. Comme le tube ne pèse presque rien, l'ancrage du mur de protection dépend entièrement de la pression de l'eau de crue au moyen d'une sorte de jupe réunie par fusion au tube et tendue sur le sol devant le barrage. On peut voir à la figure 4.4.11 une réalisation pratique de cette idée. La jupe est d'une conception assez complexe, et comprend une couche de drainage (peut-être formée d'une géogrille plus rigide) pour obtenir que la pression différentielle de l'eau agisse le plus fortement possible. Il peut toutefois en résulter un taux accru d'infiltration sous le mur, suivant la couche de drainage, bien que ce ne soit pas nécessairement le cas. L'effet dominant sur un sol de faible perméabilité est probablement une baisse de la pression d'eau sous la jupe, la quantité d'infiltration d'eau étant pratiquement négligeable (surtout pour les inondations de courte durée).

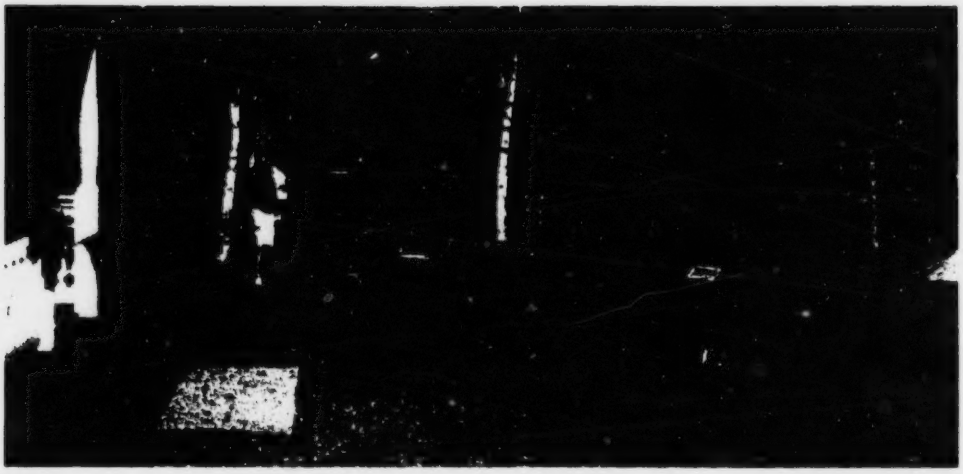
La structure est très légère : une section de 10 m de long et de 60 cm de haut pèse moins de 50 kilos. Deux personnes peuvent la manutentionner facilement. Les tubes peuvent être attachés selon différents angles et il est donc possible de faire des angles dans le barrage.

Le gradient d'infiltration dans le sol peut être réduit en choisissant la bonne longueur de jupe. Il est également très facile d'empêcher les fuites aux raccords, puisque les raccords entre les tubes ne sont pas sous contrainte (ils ne transmettent aucune force importante); en fait, les extrémités des tubes n'ont même pas besoin d'être raccordées physiquement. L'imperméabilité du joint est assurée par une membrane séparée attachée aux jupes de deux sections adjacentes par des fermetures éclair ordinaires. Des courroies de fixation servent à empêcher la membrane d'être enfoncée par la pression

de l'eau dans l'interstice entre les tubes, car cela pourrait exercer une trop grande contrainte sur la fermeture éclair.

FIGURE 4.4.8 SYSTÈMES TUBULAIRES REMPLIS D'EAU : EXEMPLES DE L'UTILISATION D'«AQUA DAM»

FIGURE 4.4.9 SYSTÈMES TUBULAIRES REMPLIS D'EAU : EXEMPLES DE L'UTILISATION DE «WATER STRUCTURES»



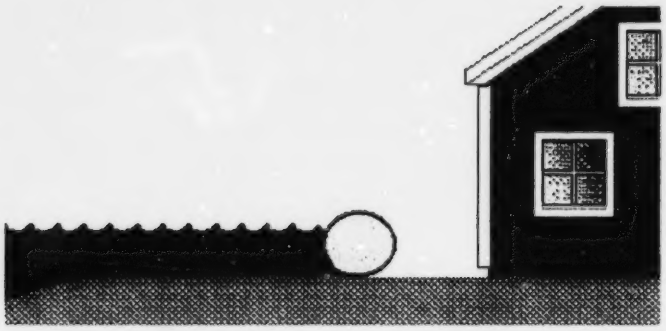


FIGURE 4.4.10 STRUCTURES TUBULAIRES GONFLÉES À L'AIR : SYSTÈME NOAQ

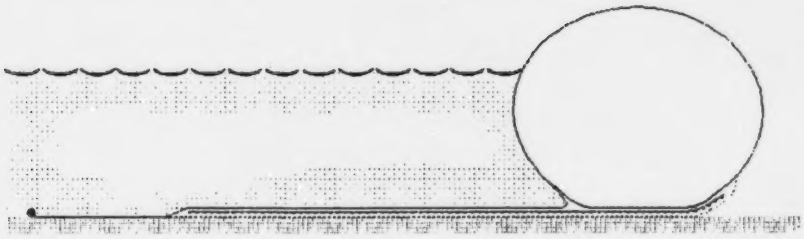


FIGURE 4.4.11 STRUCTURES TUBULAIRES GONFLÉES À L'AIR : LE PRINCIPE DU SYSTÈME NOAQ

Le système a été mis à l'épreuve sur des surfaces de gravier, d'herbe, de ciment et d'asphalte avec un égal succès, selon le fabricant.

Nous n'avions pas d'autres renseignements sur ce système au moment de rédiger ce rapport. Toutes les données présentées ici doivent être considérées préliminaires. Les dimensions et les prix n'étaient pas fixés, mais il semble que le diamètre soit de 60 cm, tandis que les sections peuvent être vendues en des longueurs différentes allant de 10 à 20 m. Le choix des grandeurs devant être fabriquées semble limiter considérablement l'applicabilité du système, mais il reflète peut-être aussi l'expérience acquise dans l'utilisation du système.

Certaines questions sont critiques pour le bon fonctionnement de ce système :

- La résistance au glissement dépend de la friction entre le sol et la jupe de plastique. La seule façon de retenir un niveau d'eau plus élevé (plus grand diamètre du tube) est d'accroître la longueur de la jupe. En pareil cas, le facteur critique devient la limite d'élasticité à la traction (résistance au déchirement) du matériau de la jupe au point de contact avec le tube, ce qui limite la hauteur de la colonne d'eau à contenir et donc le diamètre du tube. C'est un problème qui ne peut survenir que si le fabricant décide d'accroître les dimensions du système.
- Par la nature même de sa conception, le tube NOAQ ne peut pas être placé en travers d'un fort courant. Le fabricant prétend qu'on peut le placer dans une eau peu profonde coulant dans la même direction que l'axe en longueur. Ce n'est pas un inconvénient en soi, quoique les fabricants de systèmes tubulaires remplis d'eau présentent cette possibilité comme une caractéristique attrayante de leurs produits. Malgré tout, après avoir lu un manuel pour l'installation d'un tube rempli d'eau (p. ex. le système « Water Structure » de GeoChem, annexe 2), on peut difficilement imaginer de placer un tel tube dans un torrent dont les inondations sont fréquentes, comme on en voit en Alberta.
- Dans un fort courant, la jupe peut flotter et se tordre. Le fabricant explique que la profondeur de l'eau est d'une importance critique : l'eau trop peu profonde n'exerce pas de pression suffisante sur la couverture qui n'adhère pas suffisamment au sol. Il peut être nécessaire de placer une brique ou une pierre ici ou là pour garder la jupe en place le long du tube dans une eau peu profonde où il y a du courant. Comme la vélocité de l'eau augmente normalement avec sa profondeur, la stabilité de la jupe dans un courant profond et rapide est garantie par l'accroissement de la pression verticale de l'eau.

- Les débris flottants sont extrêmement dangereux dans le cas des tubes gonflés à l'air : une seule perforation peut compromettre tout le barrage.

En conclusion, le système NOAQ semble être une idée très intéressante, en particulier dans les cas suivants :

- les régions peu peuplées – comme structure de confinement d'objets individuels ou de petits lotissements domiciliaires,
- à une certaine distance des cours d'eau qui débordent, là où le courant est faible.

L'utilisation du produit dans la forme disponible actuellement est limitée à une profondeur d'eau de 0,5 m.

4.5 Murs de soutènement modulaires

Les murs de soutènement modulaires sont formés d'éléments creux préfabriqués en béton armé que l'on peut remplir de terre et empiler pour former un mur auto-porteur. Un exemple typique de ce type de structure est illustré à la figure 4.5.1, reprise de Duncan *et autres* (1997).

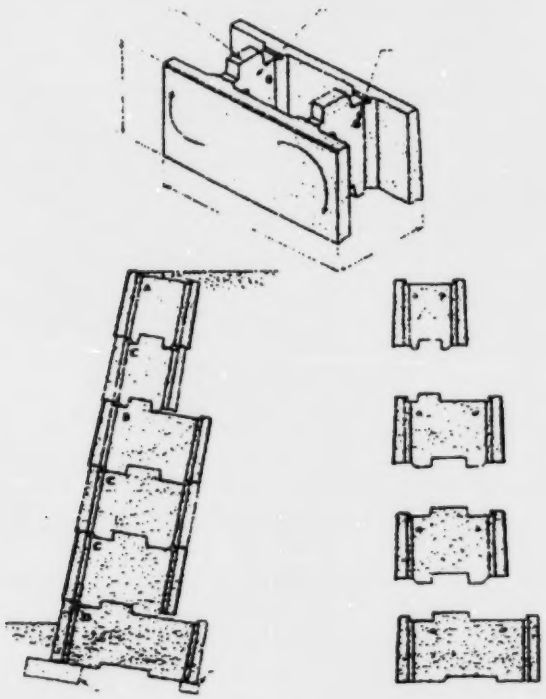


FIGURE 4.5.1 MURS DE SOUTÈNEMENT MODULAIRES (« DOUBLEWAL »)

On peut actuellement se procurer dans le commerce divers modèles d'éléments modulaires offerts par différents fabricants et qui peuvent servir à construire ce type de mur. On trouvera à l'annexe 2 une liste limitée des fabricants. Ces structures sont utilisées comme mesures de protection

permanente. On peut chercher à les utiliser comme structures temporaires de lutte contre les inondations, pour remplacer plus efficacement les murs traditionnels en sacs de sable.

Le système repose sur la gravité : la résistance au glissement et au renversement est assurée par le poids des éléments en béton et du matériau de remplissage. Pour calculer la stabilité, on peut appliquer les mêmes formules que pour les gabions (annexe 1, chapitre A.7.1). Cette analyse est entièrement dépendante de la géométrie des unités.

L'imperméabilité du mur est obtenue par des joints d'étanchéité en caoutchouc appliqués le long des raccords ou bien par une membrane que l'on peut placer du côté de l'eau, comme dans le cas du Portadam (section 4.2.3). L'infiltration par le sol est calculée de la façon habituelle, selon le gradient hydraulique moyen (annexe 1).

Ce système est fondé sur un concept éprouvé. Pour rehausser le barrage, il suffit d'ajouter une autre rangée d'éléments au sommet du mur. Il faut de la machinerie lourde pour l'installation (grue de grande dimension). Le compactage du remplissage peut se faire avec des outils manuels. Il semble que l'on puisse former des coudes (angles en plan horizontal) relativement facilement et sans danger, surtout quand il existe des éléments latéraux et de coin. Des travaux préparatoires sont nécessaires, le cas échéant : nivellement du sol où les fondations doivent être installées et mise en place d'une fondation en béton. Ces travaux ne peuvent pas être effectués lorsque l'inondation est imminente, et l'utilisation du système est donc prévue surtout dans un milieu urbain, ou aux endroits où l'on trouve un sol solide et propice aux fondations.

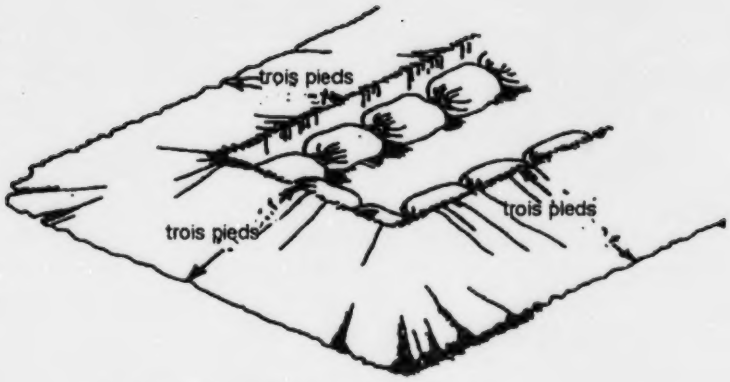
La procédure d'installation n'est pas simple et exige un personnel formé ou qualifié. Elle demande aussi beaucoup de main-d'oeuvre et beaucoup de temps, à cause des travaux préparatoires nécessaires. Le transport exige des camions lourds, même pour de courtes distances.

Le coût initial est élevé s'il faut acheter le système. On peut l'entreposer en plein air, mais l'espace d'entreposage nécessaire peut être un facteur critique. Un autre problème est que l'entreposage doit être situé assez près du site potentiel d'application. Le système est réutilisable et il n'y a pas de frais d'entretien. Les coûts de transport et d'installation sont élevés à cause de la machinerie lourde. Les coûts d'enlèvement sont également importants.

En conclusion, les avantages et les inconvénients de ces systèmes sont comparables à ceux des structures du type gabion, mais l'installation exige plus de temps et de main-d'oeuvre. Et leur utilité pour la protection contre les inondations est semblable : les murs de soutènement modulaire peuvent être considérés seulement comme une solution plus efficace que les murs en sacs de sable, la seule différence étant qu'ils semblent convenir davantage au milieu urbain (et partout où des éléments préfabriqués et le matériau de remplissage sont disponibles), tandis que les gabions semblent mieux adaptés aux régions rurales.

4.6 Murs en terre renforcés

Ce sont en fait des structures de terre renforcées, dont on peut voir deux exemples à la figure 4.6.1 (Torrey et Davidson, 1994; Duncan *et autres*, 1997). Essentiellement, il s'agit d'un mur de terre vertical renforcé construit à l'aide de feuilles de géomembranes enveloppant chaque couche de terre sur le devant du barrage. La terre sablonneuse est un matériau de remplissage idéal. Pour faciliter et améliorer la construction, on utilise des formes de bois pour remplir chaque couche. On peut aussi utiliser des sacs de sable comme supports latéraux pour chaque couche. Les deux techniques sont illustrées.



CONSTRUCTION DE SACS DE SABLES
MURS DE TERRE RENFORCÉS

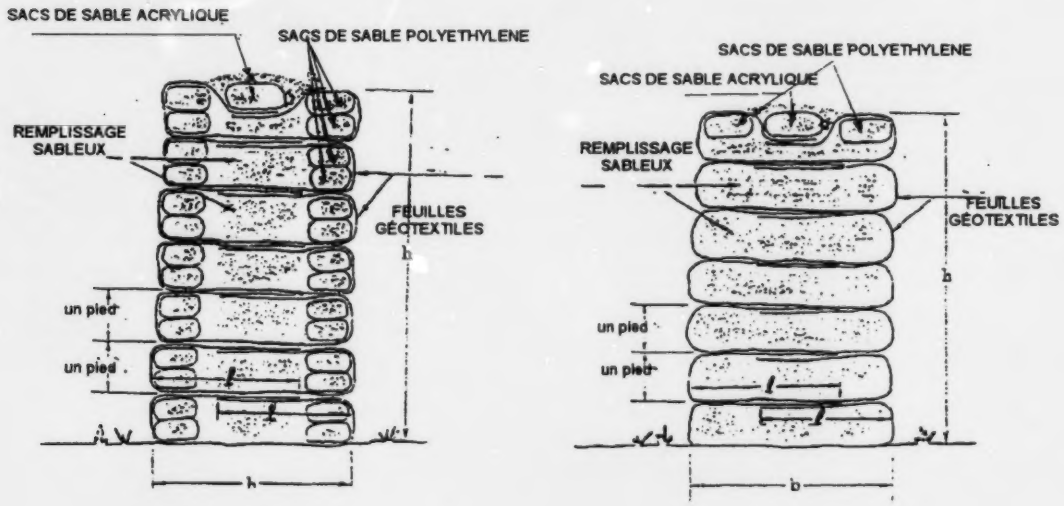


FIGURE 4.6.1 MURS DE TERRE RENFORCÉS

La résistance au glissement et au renversement peut être calculée comme pour un mur en gabion ordinaire (annexe 1, section A.7.1). Les paramètres pour l'angle de frottement à la base doivent être conformes aux valeurs obtenues pour l'interface sol/matériaux géosynthétiques.

L'infiltration sous le mur est caractérisée par le plus court cheminement possible et un gradient hydraulique moyen (annexe 1, section A.5). L'infiltration à travers le mur est essentiellement déterminée par la perméabilité des matériaux géosynthétiques, surtout si l'on utilise un matériau de remplissage sablonneux.

La structure est un peu plus compliquée qu'un mur en sacs de sable, mais elle est plus fiable si elle est bien construite. Le procédé exige beaucoup de main-d'oeuvre et les travailleurs doivent posséder

des compétences précises et de l'expérience en la matière, mais pas beaucoup plus que pour les sacs de sable. Aucun travail préparatoire n'est nécessaire. Le système s'adapte à tous les terrains et peut être construit à différentes hauteurs. On peut facilement rehausser le mur au besoin pendant l'inondation.

Le principal avantage, par rapport aux murs en sacs de sable, est la possibilité de faire le remplissage à la machine pour accélérer l'installation (on peut utiliser une chargeuse), quoique cela impose certaines limites dans le cas de sols meubles saturés. Autrement, le temps nécessaire à l'installation est comparable à la construction d'un mur en sacs de sable.

L'investissement initial est à peu près le même que pour les murs en sacs de sable, tout comme les exigences d'entreposage. Le système ne sert qu'une fois et tous les matériaux doivent être considérés consommables, en raison de l'endommagement possible des membranes géosynthétiques par les débris flottants. Le coût de l'enlèvement est à peu près le même que pour les sacs de sable.

L'expérience faite de l'utilisation de ce procédé comme moyen de lutte contre les inondations est limitée.

Nous sommes d'avis que les murs de terre renforcés de ce type peuvent être considérés essentiellement comme une solution de rechange plus efficace que les murs en sacs de sable. Ils présentent probablement des avantages sur les plans suivants : délai d'installation plus court (grâce à l'utilisation de machines), encombrement plus petit, hauteur possible plus grande (avec le même volume de matériaux) et plus grande fiabilité statique, les coûts étant pratiquement les mêmes pour les deux méthodes. Toutefois, en comparaison des barrages en gabion, les murs en terre renforcés semblent inférieurs parce qu'ils exigent plus de main-d'oeuvre et prennent plus de temps à construire.

5. QUESTIONS PERTINENTES (OU CRITÈRES D'ÉVALUATION)

5.1 Stabilité

5.1.1 COEFFICIENTS DE RÉSISTANCE AU GLISSEMENT ET AU RENVERSEMENT

Les coefficients de résistance au glissement et au renversement, qui sont couramment utilisés pour évaluer la stabilité d'une structure en géotechnique, ont été calculés en appliquant une procédure simplifiée décrite à l'annexe 1. Il convient de noter que cette méthode, et probablement n'importe quelle autre méthode plus perfectionnée de calcul de la stabilité, est tout à fait théorique dans le cas d'un système de protection temporaire contre les inondations. En effet, une telle structure est habituellement assemblée sans avoir été conçue au préalable, sa géométrie et ses propriétés structurelles ne sont connues que par des « moyennes » calculées à partir de vérification expérimentale ou d'essais sur maquette, et le système est installé ou construit sur un terrain dont les conditions et les propriétés ne sont pas connues à l'avance, mais ne peuvent être qu'estimées. Par conséquent, les facteurs de sécurité obtenus devraient être généralement très élevés. Il n'est pas possible d'imposer des limites rigides – des seuils fixes – pour les facteurs de sécurité, en raison de l'incertitude des conditions d'utilisation possible. Il faut tenir compte de ces conditions dans tous les critères d'évaluation.

Dans le cas de certains systèmes, le coefficient de résistance au renversement ne peut pas être calculé. Par exemple, dans le cas d'une structure flexible comme un tube de plastique rempli d'eau ou gonflé à l'air, le renversement causé par l'action des eaux de crue se transforme simplement en déformation et en roulement et provoque un mouvement horizontal du tube.

5.1.2 INFILTRATION

L'eau d'inondation peut s'infiltrer en-dessous et à travers le barrage érigé. Ce problème peut habituellement être mis de côté dans le cas d'une structure de défense bien construite, puisque la quantité d'eau d'infiltration est alors très minime. Le problème prend plus d'ampleur avec la durée et la hauteur du niveau d'eau à contenir.

5.1.2.1 Infiltration sous le barrage

Dans le présent rapport, la résistance à l'infiltration sous un barrage est mesurée par la valeur du gradient hydraulique dans le sol, en utilisant une méthode simplifiée décrite à l'annexe 1. C'est une procédure standard en génie géotechnique pour les structures en terre qui sont continuellement soumises à un écart de niveau d'eau de part et d'autre. La théorie sous-jacente suppose la saturation complète du sol, un écoulement laminaire, etc. Il est douteux que toutes ces hypothèses soient valides dans chaque cas. Par exemple, la méthode décrite à l'annexe 1 suppose un processus continu dans un sol saturé. Si le sol n'est pas saturé avant l'inondation, il faut un certain temps pour réaliser les conditions théoriques supposées. Pendant cet intervalle, la sous-pression hydrostatique sur la structure sera plus faible que la valeur calculée; en conséquence, la résistance au glissement et au renversement sera plus élevée que la valeur obtenue par le calcul. De plus, la quantité d'eau qui s'infiltre sous le barrage sera moindre que le résultat calculé. Dans les deux cas, le gradient hydraulique moyen calculé est la limite supérieure de la fourchette possible et le calcul lui-même pèche plutôt par prudence. Par conséquent, les gradients hydrauliques calculés à l'annexe 1 ne sont que des approximations pouvant servir de guide pour divers systèmes.

Il faut aussi noter que les conséquences de l'infiltration dépendent du type de sol : si le sol sous-jacent est imperméable, s'il est constitué de roches intactes, il n'y a probablement aucun danger; par contre, si le sol est meuble, sablonneux ou limoneux, l'infiltration peut entraîner de fines

particules. Autrement dit, un système structurel n'est pas la meilleure ligne de défense possible dans toutes les conditions de sol : sa faisabilité doit être évaluée en fonction des circonstances locales.

Deux problèmes spécifiques sont le contact entre la structure et le sol, et la vitesse du courant.

L'interface structure-sol constitue souvent le point de plus faible résistance aux fuites. Par exemple, des gabions remplis de pierre sur une surface rocheuse inégale; des tubes en plastique remplis d'eau sur le lit d'un torrent constitué de blocs rocheux aux arêtes vives, etc. On ne peut pas prédire d'avance les valeurs de toutes les possibilités de combinaisons structure-base, mais on peut surmonter les problèmes pendant l'installation. Il faut faire tous les efforts possibles pour assurer une bonne préparation de la surface : niveler (remplir les trous, aplanir les bosses et les aspérités); arracher les racines; enlever les branches mortes, les pierres, etc.

Les considérations ci-dessus s'appliquent à une eau dormante ou dont l'écoulement est lent. Toutefois, les courants très rapides peuvent éroder le lit ou les rives et peuvent donc saper la base en certains endroits ou sous la totalité du barrage. Dans le cas d'une structure rigide, il en résulte une forte augmentation des fuites, l'érosion par ruissellement, l'apparition d'interstices et, parfois, la possibilité de perte de stabilité de la structure. Par contre, les structures souples ont la propriété de « s'autocorriger » en pareil cas : elles s'adaptent au sol pour constituer un sceau efficace. Même quand le sol subit une érosion après l'installation, la structure peut combler l'écart et maintenir le scellement.

Il importe de souligner que les structures rigides, comme les barrages Richardson en béton ou en acier ou encore la structure Portadam, semblent particulièrement vulnérables à l'instabilité causée par l'infiltration (en raison du court cheminement d'infiltration et des gradients hydrauliques relativement élevés), tandis que les systèmes très souples, comme les géomembranes remplies d'eau, comportent d'importants avantages à cet égard.

5.1.2.2 Infiltration à travers le barrage

L'infiltration à travers la structure est difficile à évaluer. Elle dépend du type de structure, et notamment :

- du nombre de segments, c'est-à-dire de raccords, le long du barrage;
- du type de joint à l'endroit des raccords (dans le sens du concept de départ, car la réalisation pratique peut varier selon les conditions locales et la compétence des travailleurs);
- des mesures supplémentaires prises pour sceller, qu'elles soient conçues et fournies par le fabricant ou bien inventées et disponibles sur place, etc.

Les fuites dépendent aussi de la qualité de la construction, qui peut varier grandement et qui est imprévisible, selon les facteurs suivants :

- l'état du terrain : relief (plat, en pente, ondulation de terrain, etc.); la surface (lisse ou rugueuse, meuble ou dure, etc.);
- la rigidité de la structure;
- la compétence et l'expérience des équipes de construction, etc.

En principe, les structures continues ont mieux fait dans les évaluations que les structures par segment (p. ex. les tubes en géomembrane par opposition aux murs de soutènement modulaires et aux barrages en éléments de béton); les systèmes comportant une couche d'étanchéité (p. ex. le barrage Richardson doté de joints de compression entre les éléments) ont mieux fait que ceux dont l'étanchéité doit être assurée à même les matériaux disponibles sur place (les barrages pour routes Jersey enveloppés de plastique), etc.

5.1.3 CHARGE INDUITE AU SOL

La charge exercée à la base de la structure n'est pas un problème dans le cas des structures gravitaires (semblables à une digue), qui ont une large surface continue. La charge exercée sur le sol devient par contre importante dans le cas de structures consistant d'un panneau s'appuyant sur des pieds ou d'autres concepts semblables (p. ex. Portadam ou barrages Richardson). La pression de l'eau sur le panneau résulte en une charge fortement concentrée à la base des supports. Cette charge, quand elle s'exerce sur un sol meuble et compressible, provoque un tassement du pied d'appui et une déformation correspondante de toute la structure. Une déformation excessive peut ensuite imposer une contrainte démesurée à certains éléments porteurs, entraînant la déstabilisation de l'ensemble de la structure. Les points suivants sont considérés particulièrement désavantageux à cet égard :

- la force résultante est éloignée du centre de l'aire de contact;

- la force résultante présente une faible inclinaison, c'est-à-dire une composante horizontale élevée.

Les facteurs susmentionnés limitent évidemment la gamme des applications de ces systèmes – ils ne peuvent être considérés adéquats en cas de sols meubles, de terres glaises meubles et saturées d'eau, etc.

Il faut signaler que les paramètres décrivant l'ampleur, la position et l'orientation de la charge exercée sur le sol ne sont pas constants pour un système donné – ils dépendent de la hauteur de l'eau à contenir, de la vitesse du courant, des conditions de la couche supérieure du sol, de la forme de la structure (en ligne droite ou brisée, avec des angles), etc.

5.1.4 TYPE DE STRUCTURE

5.1.4.1 Possibilité de réparer ou de renforcer le système en cours d'utilisation

Les systèmes structurels linéaires sont très vulnérables à l'endommagement et peuvent facilement perdre leurs fonctions si l'un ou l'autre des segments ou des éléments se rompt. Prenons l'exemple d'une conduite qui se bloque à un seul endroit, d'une route embouteillée ou d'un glissement de terrain qui se produit quelque part le long d'une route. Le même mécanisme s'applique dans le cas d'un système de protection contre l'inondation : si l'eau gicle en un seul point donné, c'est toute la ligne de défense qui est enfoncée. Il est donc très important d'avoir un système « souple » qui, par sa conception même, peut être réparé ou renforcé efficacement et rapidement pendant l'inondation. Cela suppose aussi un certain degré de « ductilité » de la structure : on s'attend à ce qu'un élément structurel ne cède pas soudainement, mais donne certains signes de surcharge (déformation excessive ou déplacement), permettant ainsi au responsable de prendre les mesures voulues pour réparer ou renforcer la structure en temps voulu.

En examinant ce problème, il semble que certains systèmes structurels perfectionnés affichent d'importantes faiblesses à cet égard. Leur installation exige toujours des connaissances spécialisées, de la machinerie lourde, un accès facile et un préavis important, toutes choses qui font habituellement défaut en cas d'inondation. Par conséquent, les systèmes simples comme les tubes géosynthétiques remplis d'eau ou les gabions sont préférables aux structures en béton ou en acier (systèmes Richardson, Portadam, barrages Jersey, etc.), aux systèmes fixes à poteaux et poutrelles (section 4.3) ou encore aux murs de soutènement modulaires (section 4.5). Il est difficile d'imaginer comment on pourrait remplacer un élément en béton Richardson, ou soutenir un segment de Portadam dont l'un des pieds s'est déformé, lorsque l'eau exerce une forte pression sur le panneau ou en présence d'un courant rapide dont les fluctuations dynamiques entraînent des variations de charge. Dans le cas des gabions ou des tubes en plastique, le soutien de la structure par l'ajout d'une autre rangée d'éléments

derrière ceux qui ont commencé à céder se fait intuitivement et est relativement simple à exécuter (quoique peu facile).

5.1.4.2 Adaptabilité aux conditions changeantes du terrain

Cet aspect met en cause la souplesse d'utilisation du système de protection. La question se pose lorsqu'une méthode de protection donnée doit pouvoir protéger une importante superficie comprenant des zones ayant des caractéristiques différentes, par exemple :

- un cadre à la fois urbain (densément peuplé) et rural (peu peuplé, habitations éloignées les unes des autres);

- relief varié (terrain plat ou ondulé, horizontal ou en pente, etc.);

- différentes surfaces (roche ou terre, lisses ou rugueuses), etc.

Dans chaque cas, il est souhaitable de pouvoir appliquer la même méthode de défense pour toute une région, décision qui est justifiée sur le plan financier et organisationnel. Toutefois, cela n'annule pas la possibilité d'utiliser une structure de protection très spécialisée pour un objet individuel ou dans des conditions spécifiques, lorsqu'une telle structure convient parfaitement.

En ce qui a trait à l'adaptabilité au terrain, les systèmes plus simples comme les gabions et les tubes en plastique sont, encore une fois, préférables aux systèmes structurels plus perfectionnés (poteaux et poutrelles, barrages en béton amovibles, etc.).

5.1.4.3 Variété et modularité (diversité des formes et des tailles standard)

Cet aspect met en cause les exigences d'adaptabilité énoncées à la section 5.1.4.1. Il est souhaitable de travailler avec une structure qui peut se présenter selon diverses dimensions en coupe transversale, en longueur, en poids, etc., ou en diverses unités standard que l'on peut relier pour former des structures ayant des caractéristiques géométriques et structurelles variables. Il est ainsi plus facile d'« optimiser » la défense en fonction des circonstances.

On peut illustrer ce point par les exemples suivants :

- formes géométriques variables des lignes de défense dans le cas d'une seule maison (palissades presque rectangulaires, avec des angles droits) ou d'une digue (en ligne droite ou légèrement incurvée);

- présence de ravins dans un terrain généralement plat, où la ligne de protection doit avoir une hauteur variable ou peut être incurvée pour contourner les dépressions;

- élévation du niveau de l'eau contenue par la ligne de défense, dont il faut accroître la hauteur, etc.

Il faut insister sur le fait que la capacité de faire des angles dans une structure de protection, tout en préservant la stabilité et la fonctionnalité du système, est très importante pour les petites municipalités qui peuvent prévoir de défendre seulement certains sites d'infrastructure vitaux.

5.2 Facilité de construction

5.2.1 TEMPS NÉCESSAIRE POUR L'INSTALLATION ET L'ENLÈVEMENT

Il s'agit sans aucun doute de l'un des facteurs cruciaux pour l'évaluation d'une méthode de protection temporaire contre l'inondation. On ne tient compte dans le présent rapport que du temps d'installation net d'un système : on suppose que tous les matériaux et l'équipement nécessaires sont disponibles sur place. Ces données sont en fait celles qui sont fournies par les fabricants dans leurs brochures publicitaires.

Il faut aussi tenir compte du temps nécessaire au transport, mais c'est un problème d'organisation plutôt que technique. Cela dépend de l'état de préparation et de l'organisation dans une municipalité donnée : sensibilisation aux dangers d'inondation imminents (expérience antérieure, prévisions météorologiques, etc.), service de surveillance du niveau de l'eau en amont, emplacement des matériaux stockés, quantités suffisantes, disponibilité de véhicules de transport, accessibilité du site, etc.

Après en avoir discuté avec des autorités à Peace River et à Pincher Creek, nous avons conclu que le délai d'intervention est d'au moins un jour ou deux en cas d'alerte à l'inondation. En supposant que l'on ait le temps de transporter les matériaux du lieu d'entreposage jusqu'à l'endroit voulu et que les emplacements aient été prédéterminés, le temps nécessaire à l'installation devrait varier approximativement de quelques heures à une journée, ou deux jours au maximum. La capacité des divers systèmes de respecter ces contraintes de temps dépend de la longueur ou de la superficie à protéger.

Le temps nécessaire à l'enlèvement du système de protection peut parfois devenir un facteur important, même si le travail lui-même se fait alors dans des circonstances plus favorables. Par exemple, l'enlèvement du matériau de remplissage et le nettoyage du site, dans le cas d'un mur en gabion, n'est pas du tout comparable au temps nécessaire pour vider et rouler un tube géosynthétique rempli d'eau.

Les données présentées dans la présente section sont, en règle générale, tirées de publications commerciales. Les données qui proviennent d'ouvrages de référence ou de rapports officiels sont signalées.

5.2.2 SIMPLICITÉ DE CONSTRUCTION

Il ressort clairement des déplacements sur le terrain effectués dans le cadre de cette recherche qu'un système de protection doit être le plus simple possible. « Plus c'est simple, mieux c'est! », ou encore « Il faut des systèmes faciles à utiliser, car l'utilisateur est un amateur! » : voilà ce que nous avons entendu de la part d'autorités qui ont de l'expérience dans la protection contre les inondations. Ces remarques découragent le recours à toutes les méthodes et à tous les systèmes structuraux, quels que soient leur bas prix, qui exigent des connaissances spécialisées et de l'expérience pour l'assemblage (p. ex. s'il faut un ingénieur ou un technicien sur place) et favorisent les techniques et les structures plus simples dont l'installation est intuitive, facile et ne nécessite que quelques gestes très simples.

5.2.3 MAIN-D'OEUVRE NÉCESSAIRE

La main-d'oeuvre nécessaire est un autre critère important. Bien qu'il n'y ait pas suffisamment d'employés permanents dans les services qui s'occupent des mesures de protection et d'atténuation en cas de catastrophe, les bénévoles et les personnes mobilisées en cas d'urgence sont généralement assez nombreux. Parfois, des problèmes peuvent se présenter dans les régions rurales faiblement peuplées, mais dans l'ensemble, le nombre de travailleurs ne pose pas de problème, quoique les municipalités visitées nous aient demandé de leur proposer des méthodes n'exigeant pas beaucoup de main-d'oeuvre. La difficulté réside dans le fait que la main-d'oeuvre disponible comprend des personnes qui n'ont aucune compétence pertinente. Nous revenons donc à l'exigence énoncée à la section précédente : le système structurel le plus simple possible n'exigeant pas de personnel qualifié.

5.2.4 ÉQUIPEMENT NÉCESSAIRE POUR LE TRANSPORT ET L'INSTALLATION

Les véhicules de transport et les machines requises pour l'installation sont faciles à trouver dans les régions urbaines, mais ne sont pas toujours disponibles dans les petites localités rurales. Des problèmes peuvent donc surgir dans le cas des systèmes qui exigent du matériau de remplissage (chargeuse nécessaire), ou des structures qui sont constituées d'éléments lourds (nécessité de machines pour le levage et la manipulation). Une autre difficulté majeure est l'accessibilité des lieux pour la machinerie lourde dans les régions rurales et les endroits éloignés.

Par conséquent, le système idéal est une structure segmentée de manière à ce que chaque élément puisse être transporté à l'aide de petits camions et ensuite à la main, de préférence par seulement deux personnes, jusqu'aux endroits éloignés non desservis par des voies d'accès.

Les systèmes examinés dans la présente sont envisagés dans l'optique suivante : ceux qui conviennent à des applications dans les villes ou dans les endroits où un réseau routier dense existe, et ceux qui conviennent plutôt aux régions rurales ou éloignées.

5.2.5 PRÉPARATION ET ESPACE NÉCESSAIRES SUR LES LIEUX

La préparation préalable doit être réduite au minimum, parce qu'on manque habituellement d'espace libre. Dans les villes, les secteurs situés le long des rivières sont habituellement habités et des problèmes surgissent quant aux routes d'accès entre les maisons et lorsqu'il s'agit de manœuvrer des machines de travaux publics dans les cours arrière des maisons. Dans les villages, les obstacles naturels sont les arbres, les buissons, le terrain inégal, etc.

Selon ces critères, un système idéal serait encore une fois une structure segmentée que l'on peut installer sans aucune exigence spéciale pour ce qui est du terrain (p. ex. enlèvement des racines et des cailloux pointus, nivellement) et assemblée sans aucun équipement spécial, c'est-à-dire en utilisant seulement des outils à main ou du matériel très répandu.

5.3 Coûts associés aux structures de protection

5.3.1 INVESTISSEMENT INITIAL (COÛT D'ACHAT)

Les dépenses doivent être estimées de façon globale et non pas séparément. Par exemple, un coût d'achat plus élevé peut être conjugué à un coût d'entretien moindre. Par conséquent, l'investissement initial (coût d'achat) n'est considéré que comme une partie du coût total de la protection.

5.3.2 ENTREPOSAGE

Les exigences en matière d'entreposage sont une considération très importante. Les visites sur le terrain ont montré que les localités rurales ne disposaient pas d'un espace d'entreposage suffisant, surtout quand il faut un entreposage abrité ou fermé. Par conséquent, les systèmes protecteurs qui font appel à une procédure quelconque de gonflage et de dégonflage sont commodes parce qu'ils exigent moins d'espace d'entreposage.

Les municipalités visitées ont offert une autre solution pour l'entreposage et le stockage : créer des dépôts centralisés desservant de plus grandes régions. Les avantages sont les suivants :

- on peut acheter un plus grand nombre d'éléments d'une structure donnée pour le même prix;

- les conditions d'entreposage sont plus faciles à contrôler, prolongeant ainsi la durée de vie utile du système;
- les opérations sont plus efficaces : un bon réseau de distribution permet à de nombreuses localités d'utiliser le même système de protection.

Par ailleurs, cette solution exige certains changements organisationnels en matière de politiques de protection contre les inondations qui vont au-delà de la portée de la présente étude.

La nature de l'espace d'entreposage (ouvert, fermé ou seulement abrité) est un autre facteur à prendre en compte. Parfois, de meilleures conditions d'entreposage peuvent prolonger la durée de vie utile d'une structure, réduisant partiellement le coût de l'entreposage. Comparons par exemple les éléments en béton Jersey, que l'on peut laisser en plein air, et les tubes en plastique remplis d'eau qui se dégradent lorsqu'ils sont exposés à un froid intense ou à la lumière du soleil (rayons ultraviolets).

5.3.3 DURABILITÉ D'UTILISATION ET SOUPLESSE D'EMPLOI

La durabilité d'utilisation est une question à deux volets :

- premièrement, savoir si un système donné est conçu pour être utilisé une seule fois ou de multiples fois;
- deuxièmement, savoir quel est le taux de survie de ces divers éléments en utilisation normale.

Le premier point semble clair : les tubes de géomembrane remplis d'eau, les barrages en béton amovibles et les autres systèmes semblables sont conçus pour être utilisés de nombreuses fois, contrairement aux murs de terre renforcés et aux murs de sacs de sable, qui ne sont utilisables qu'une fois. Il semble toutefois que cette division naturelle soit trop rigide pour certains systèmes.

Prenons par exemple les barrages cellulaires (apparentés au gabion) décrits à la section 4.1. Il s'agit essentiellement de systèmes de protection permanents. Quand le propriétaire s'en sert pour assurer une protection temporaire, il veut naturellement en recouvrer la plus grande partie possible. On peut vider les cages multicellulaires en métal en les soulevant soigneusement d'un côté, après quoi on peut les désassembler, les nettoyer et les mettre en entreposage. Il arrive toutefois que les cages soient tellement déformées qu'elles sont inutilisables. Le pourcentage de cages ainsi gaspillées dépend de leur taille (les unités plus grandes se déforment davantage que les plus petites), de leur position (si les cages sont empilées l'une par-dessus l'autre, celles des rangées du bas sont en moyenne beaucoup plus déformées que celles du haut), de la nature du matériau de remplissage, etc. Il faut compter un coût additionnel pour l'enlèvement des vieilles membranes géosynthétiques usées et déchirées qui ont servi à étanchéifier les cages, etc. La possibilité de réutiliser le matériel devient ainsi un problème beaucoup plus économique que technique, car le coût de réparation peut se rapprocher beaucoup du coût d'achat à neuf.

Voici un autre exemple des problèmes que pose la souplesse d'emploi : les tubes de plastique remplis d'eau sont habituellement présentés dans la publicité comme des systèmes très souples qui, quand ils ne servent pas à leurs fins premières, peuvent aussi être utilisés pour entreposer un autre liquide (en formant un bassin dans lequel on verse le liquide en question) ou bien pour stocker de l'eau potable dont on remplirait les tubes eux-mêmes. Le problème de la souplesse d'emploi est que la fonction primordiale d'un système en limite souvent la capacité d'adaptation. Si les tubes en géomembrane sont utilisés pour la protection contre les inondations, ils sont alors remplis d'eau de crue et ne peuvent plus servir à entreposer de l'eau potable (à moins d'avoir été complètement nettoyés et désinfectés).

La survie des éléments d'un système de protection dépend de nombreux facteurs : conception, conditions d'utilisation, possibilités de réparation, etc. Prenons par exemple les tubes en plastique gonflables (section 4.4). Ils sont vulnérables à la perforation par les débris pointus, les arbres flottants, etc., transportés par les eaux d'inondation. La protection consiste souvent en un tube de revêtement externe spécial fabriqué de plastique renforcé, ou le matériau du tube lui-même est renforcé pour résister à la rupture par l'addition de paillettes de céramique, ou bien il est enveloppé d'une géogrille d'armature. Néanmoins, il peut arriver qu'un tube soit endommagé pendant l'inondation. On peut alors le réparer simplement avec de la colle (les fabricants fournissent habituellement des trousses d'entretien) ou par un procédé spécialisé du fabricant en cas de dommages plus importants. Comme on l'explique au paragraphe ci-dessus, l'entretien est un problème économique. Les détails techniques comme le pourcentage d'unités réutilisables peuvent seulement servir de lignes directrices pour le financement. Malheureusement, il n'existe aucune donnée à ce sujet pour le matériel disponible, surtout en raison du manque d'expérience dans l'utilisation des systèmes annoncés. Par conséquent, les conclusions sur la durabilité des méthodes de protection envisagées, qui sont énoncées dans le présent rapport, sont fondées exclusivement sur les connaissances générales acquises antérieurement quant au comportement de structures et de matériaux semblables.

La souplesse d'emploi est une caractéristique souhaitable : si le système peut servir à d'autres fins (loué à d'autres utilisateurs), son coût d'achat peut être (en partie) remboursé. Les fabricants insistent habituellement sur cette option, mais il faut être prudent avant de considérer cela comme un avantage, car l'utilisation primaire du système limite souvent toute autre utilisation, comme on l'explique ci-dessus.

5.3.4 COÛTS D'INSTALLATION ET D'ENLÈVEMENT

Le coût d'installation dépend des exigences en matière d'équipement et d'outils spécialisés, comme on l'explique aux sections 5.2.4 et 5.2.5. Les méthodes les plus simples, qui ont seulement recours au travail manuel, sont habituellement considérées comme étant beaucoup moins chères parce que la main-d'oeuvre est gratuite : en cas d'inondation, ce sont des bénévoles qui assurent la protection contre l'inondation. Les procédés qui supposent l'utilisation de machinerie lourde et d'une main-d'oeuvre professionnelle qualifiée sont parfois jugés non souhaitables à cause du coût élevé de location (ou d'achat) de la machinerie lourde, mais il peut s'agir là d'une fausse économie, résultant en un délai d'installation inutilement long et en une mauvaise qualité de barrage de protection.

Il ne faut pas oublier le coût de l'enlèvement dans le calcul du coût total d'un système à utilisation unique. Il représente parfois près de 50 p. 100 du coût total, comme dans le cas des sacs de sable.

5.3.5 FORMATION ET SUPERVISION DU PERSONNEL PAR LE FABRICANT

Les dépenses associées à la formation du personnel, sous la supervision du fabricant, pour la construction à titre d'essai de la structure de protection fournie sont couramment incluses dans le prix d'achat. Cette formation est parfois offerte gratuitement, à titre d'incitatif. Bien sûr, les procédés qui n'exigent aucune formation technique (les professions du génie) ni compétences spécialisées sont préférées aux autres à ce chapitre.

6. LES SYSTÈMES CHOISIS

Les systèmes suivants ont été choisis et il est recommandé de les mettre à l'essai de façon plus poussée à titre expérimental ou pratique. Ce choix n'est pas fondé sur un quelconque système de points, mais sur une estimation de leur utilité globale sur le plan technique, en fonction des critères décrits ci-dessus.

6.1 Géomembranes tubulaires gonflables (remplies d'eau ou gonflées à l'air)

Les arguments qui militent le plus fortement en faveur de ces systèmes relativement nouveaux sont leur installation rapide et leur peu d'exigences du point de vue de la main-d'œuvre et des compétences professionnelles. Ces systèmes statiques très simples affichent un excellent comportement en termes de stabilité et d'infiltration (tableau 6.1). Ils sont particulièrement faciles à adapter à un terrain inégal. L'espace d'entreposage est restreint et les exigences en matière d'entreposage (température, lumière du soleil et humidité) sont minimes. On peut facilement transporter ces systèmes à bord de véhicules légers disponibles partout et on peut même les transporter à la main (sauf les systèmes les plus lourds conçus pour des niveaux d'eau élevés). Ils sont réutilisables et peuvent être réparés facilement (rapiécer les trous) même pendant l'utilisation, sur place.

Les points faibles sont le coût d'achat initial élevé et la durabilité douteuse à cause des débris flottants portés par le courant. Étant donné leur grande souplesse et leur tendance à rouler, ils peuvent présenter des problèmes d'ancrage s'il y a du courant et des vagues. De plus, l'énorme quantité d'eau nécessaire pour les systèmes qu'il faut remplir d'eau peut imposer certaines contraintes à leur utilisation, c'est-à-dire qu'il faut qu'il y ait des ruisseaux ou des étangs à proximité. De même, leur utilisation par temps froid peut poser des problèmes à cause du gel.

Le champ d'application possible de ces systèmes est probablement le plus grand de toutes les méthodes envisagées. On peut en effet les utiliser en milieux urbain et rural (du point de vue des exigences du terrain et de l'espace disponible à la surface). Ils peuvent servir de structure de confinement très difficile pour des objets individuels, mais on peut aussi les utiliser pour confiner des ruisseaux, pour rehausser rapidement des levées existantes (ce qui règle le problème des débris flottants). Ces systèmes ne peuvent pas être utilisés lorsque les glaces recouvrant les plans d'eau exercent des forces élevées sur les digues latérales. La hauteur de l'eau à contenir, d'après ce que les fabricants présentent comme l'expérience accumulée, va de 1 à 1,5 m, pourvu que le courant soit lent. Il existe aussi des structures permettant de contenir jusqu'à 3 m d'eau.

Il semble que le système Water Wall ne soit pas tout à fait aussi bon que les autres (section 4.4). Le système Clement affiche des paramètres de stabilité étonnamment bas, d'après les calculs. Ce fait est examiné plus en détail dans l'annexe.

Le système NOAQ (voir page 72) est particulièrement remarquable : il affiche globalement les meilleurs paramètres de stabilité analytique et présente un concept attrayant. Ce système mérite d'être étudié plus à fond et perfectionné davantage.

6.2 Structures cellulaires (du type gabion)

Les structures cellulaires sont considérées comme des techniques complémentaires qui renforcent la protection donnée par les tubes en plastique gonflable. Comme il a été dit ci-dessus, ils ont été considérés comme une solution de rechange plus efficace aux murs en sacs de sable. Leurs principaux avantages sont la robustesse, le faible coût et la rapidité d'installation (quand il est possible de les

remplir à la machine). Le mur cellulaire résiste aux débris flottants et à l'action des vagues ainsi qu'aux basses températures. De plus, il n'exige aucune condition spéciale pour l'entreposage et l'espace nécessaire pour cet entreposage est très restreint (structures repliables). Les cages en métal elles-mêmes peuvent être transportées sur des camions ordinaires et portées à la main. Les cages peuvent être considérées comme partiellement réutilisables, selon les conditions d'utilisation et la déformation qui en résulte.

Le principal inconvénient est la nécessité de les enlever et de les nettoyer après utilisation et le coût important associé à cette opération. Le recours à des machines lourdes pour accélérer la construction soulève la question de l'accessibilité du lieu : les structures cellulaires ne conviennent pas aux endroits où le sol est constitué d'argile meuble saturé, à moins de les remplir à la main. Le matériau de remplissage impose aussi des contraintes spécifiques : bien que l'on puisse utiliser n'importe quel matériau, il semble que la terre sablonneuse soit préférable (plus grande maniabilité). D'autre part, un gradient hydraulique important sous la structure (tableau A.1.3) peut devenir un problème en utilisation prolongée pour contenir l'eau de crue, à cause de la possibilité d'érosion du sol, en particulier si le sol est meuble, sablonneux ou limoneux.

Les structures cellulaires semblent convenir particulièrement au détournement et au confinement de ruisseau (rehaussement de digues), en raison de leur conception robuste. Des barrages empilés sur plusieurs niveaux, très larges en sections latérales, peuvent constituer d'excellents dispositifs d'obturation. Le niveau d'eau que l'on peut contenir est d'un mètre pour une seule rangée de gabions et jusqu'à deux ou trois mètres pour des barrages constitués de plusieurs rangées.

D'après les renseignements disponibles, il n'y a pratiquement aucune différence technique entre les deux types de gabions disponibles : le « Concertainer » de Hesco et le « Flex Mac » de Maccaferri.

6.3 Barrages fixes à poteaux et poutrelles

Le seul système commercialisé de ce type est le DPS 2000, fabriqué en Allemagne par GOH. Bien que le système GOH soit présenté par le fabricant comme un procédé commode de façon générale pour lutter contre les inondations dans n'importe quelle condition, il est plus probable que ce type de structure devrait être conçu sur mesure pour une application donnée.

Le système GOH est le plus fiable sur le plan de la stabilité, en supposant que la structure d'accueil sur laquelle il est installé soit suffisamment solide. Ce système permet de contenir la plus grande hauteur d'eau : jusqu'à quatre mètres, en utilisant des soutiens sur des fondations permanentes. L'étanchéité est presque parfaite et l'installation est rapide et facile. La hauteur de la structure peut être modifiée graduellement à mesure que l'eau monte. La structure est complètement réutilisable, a une longue durée de vie utile et est très durable une fois installée. Le coût d'installation est très bas. Le seul problème est la possibilité d'infiltration par le sol si la structure d'accueil est inadéquate, par exemple s'il s'agit d'un mur étroit et peu profond.

L'inconvénient majeur de cette structure est son coût, probablement le plus élevé de tous les systèmes examinés ici. L'investissement initial (coût d'achat) est extrêmement élevé parce que les matériaux sont coûteux. Les locaux où le système est entreposé doivent être protégés contre le vol. Des travaux préparatoires sont nécessaires et peuvent prendre beaucoup de temps et coûter très cher s'il faut renforcer la structure d'accueil.

La structure GOH est à notre avis un système à utilisation unique : c'est probablement la meilleure structure de confinement pour des objets uniques importants en milieu urbain, pour les entreprises qui peuvent se permettre de payer le coût élevé de cette protection. Bien que ce système soit utilisé principalement pour confiner des ruisseaux, constituant des levées cachées le long des rivières dans

les villes européennes, il est douteux qu'une telle utilisation puisse se justifier financièrement au Canada, où la population est moins dense et les lignes de défense extrêmement longues.

6.4 Barrages pour routes Jersey

Le seul système qui soit recommandé, parmi le groupe de structures amovibles en béton, est celui des barrages pour routes Jersey. C'est essentiellement parce que ses éléments sont disponibles partout au Canada, car les paramètres de stabilité ne sont pas particulièrement bons selon les calculs et, au regard d'autres critères, ces structures se sont relativement mal classées.

Les avantages des barrages Jersey sont la simplicité et la rapidité de l'installation, pourvu que les unités et des machines lourdes de travaux publics soient disponibles sur place. De plus, le coût est très bas : il n'y a aucun investissement initial (achat) et aucun besoin d'espace d'entreposage. En outre, la durabilité en utilisation est très bonne : il n'y a aucun dommage et aucune dépense d'entretien.

De nombreux inconvénients limitent le champ d'application des barrages Jersey. Le fait que le site doive être accessible aux machines lourdes en limite l'utilisation dans les régions rurales et partout où le sol est meuble. Il est difficile de faire des angles droits ou brisés avec ces unités (il faut combler les brèches dans les angles à l'aide de sacs de sable) et par conséquent, ce procédé ne convient pas comme structure de confinement. On peut probablement remédier aux problèmes de stabilité et d'infiltration de ce système en utilisant une pellicule plastique comme couverture étanche, comme il est proposé à la section A.7.2. Il semble que la présence de vagues dans l'eau à contenir peut être dangereuse.

La principale utilisation des barrages pour routes Jersey pour la lutte contre les inondations, selon nous, est de s'en servir pour construire des levées dans des secteurs où l'espace est limité : en milieu urbain, ou aux endroits où les unités sont disponibles et le réseau routier bien développé, à cause des exigences d'accessibilité du site. Ils conviennent le mieux aux terrains plats et durs et aux longues lignes de défense en ligne droite. La hauteur maximale de l'eau retenue est de 0,5 m. Les barrages empilés, permettant de retenir jusqu'à 1,5 m d'eau, semblent trop vulnérables en situation réelle et leur stabilité est douteuse.

6.5 Données comparatives

Le tableau 6.5.1 présente les facteurs de stabilité et les coûts d'érection d'un barrage d'environ 30 m (100 pieds) de long conçu pour retenir environ un mètre d'eau, en utilisant divers systèmes choisis décrits aux sections 6.1 à 6.4. Les données réunies ne sont pas homogènes (voir la remarque). Les coûts affichés ne sont pas fixes, mais dépendront des circonstances réelles. Les données utilisées sont tirées de brochures commerciales et doivent être prises avec circonspection. Les facteurs de stabilité ont été calculés en utilisant le coefficient de friction tangente $\delta = 0{,}45$, c'est-à-dire que l'angle de friction $\delta \approx 24^{\circ}$, et le poids unitaire du remplissage pour les structures du type gabion est $\gamma_{\text{remplissage}} = 18\ \text{kN/m}^2$.

Type ou nom commercial	Longueur *L*	Largeur *W*	Hauteur *H*	Hauteur maximale de l'eau retenue *H*	Poids (à vide)	Résistance au gliss. F_s	Résistance au renversement F_o	Gradient hydraulique moyen *i*	Charge au sol *q* (kPa)	Prix	Remarques
	(m)	(m)	(m)	(m)	(kg)						
Concertainer Hesco											
Mil 3B	30,5	1	1	0,80	630	2,0	2,6	0,8	18	1 600 $	+ remplissage
Mil 4B	30,5	1,5	1	0,80		2,9	3,0	0,5	17	2 400 $	Données utilisées : γ_{fill} = 18 kN/m^2
Mil 9B	30,5	0,76	1	0,80		1,5	2,2	1,1	20	1 600 $	tan δ = 0,45 (δ = 24°)
Maccaferri Flex Mac											
	30,5	1	1	0,8	289	2,0	2,6	0,8	18	2 100 $	+ remplissage
Aqua - Barrier											
Cloison simple	30,5	3,2	1,22	0,91	227	2,9		0,3	11	6 400 $	Prix en $ US.
Cloison double	30,5	3,2	1,22	0,91	303	2,9		0,3	11	6 800 $	
Aqua Dam											
AD04	30,5	3,6	1,2	0,96		2,5		0,3		5 200 $	
Water Structures											
WSU 48-105	30,5	3,05	1,22	0,91	182	2,4		0,3	10	3 900 $	Prix en $ US.
Clement										6 000 $ -	
3 niveaux	30,5			0,91	245	0,7		0,9	24	9 000 $	Chaque tube pèse seulement 20 kg.
GOH											+ fondations. Prix en $ US
DPS 2000	30,5		1	0,8						25 000 $	(Duncan *et autres*, 1997).

TABLEAU 6.5.1 DONNÉES COMPARATIVES DE DIVERS SYSTÈMES – HAUTEUR DE L'EAU CONTENUE : ENVIRON UN MÈTRE, LONGUEUR APPROXIMATIVE DE 30 MÈTRES

7. CONCLUSION

7.1 Récapitulation

- Il n'existe pas actuellement de système de protection « idéal » contre les inondations qui serait utilisable dans toutes les circonstances possibles et dans toutes les conditions d'organisation et de travail. Le meilleur système dans un cas donné est celui qui est disponible, qui peut-être construit convenablement dans le délai dont on dispose et qui peut être réparé et renforcé sur place, au besoin.

- Les systèmes choisis à la section 6 sont complémentaires : ils conviennent particulièrement bien à certaines tâches et conditions, mais ne se comportent pas nécessairement aussi bien dans un environnement différent. Les mesures de lutte contre les inondations ne doivent pas être prises à l'aveuglette, sans avoir procédé à une analyse approfondie des conditions réelles dans le secteur à protéger. Dans bien des cas, le seul moyen d'obtenir des résultats optimaux serait de combiner plusieurs des méthodes de protection traitées dans le présent document. Une bonne planification et une bonne préparation sont indispensables, même pour les procédés les plus simples, pour obtenir une efficacité totale.

- Les systèmes tubulaires géosynthétiques gonflables semblent avoir, de toutes les structures de protection, le plus vaste champ d'application : on peut les utiliser en milieux urbain et rural; il n'y a presque aucune restriction quant au relief et au sol sous-jacent; ils sont faciles à transporter et les plus simples et les plus rapides à installer. Ils semblent convenir particulièrement bien comme structures de confinement dans l'eau calme ou à courant lent, pour retenir jusqu'à 1,5 m d'eau. Les conditions défavorables sont : les courants transportant beaucoup de débris flottants, des arbres, etc.; les embâcles qui exercent de fortes pressions latérales; et peut-être les basses températures, en dessous du point de congélation.

- Les structures cellulaires (du type gabion) donnent une protection adéquate dans des conditions difficiles, lorsque les tubes de plastique gonflables cessent d'être avantageux. Les structures cellulaires conviennent particulièrement bien aux situations suivantes : confinement et détournement de cours d'eau; courants transportant des débris flottants pointus et dangereux; et les froids extrêmes. La hauteur d'eau contenue est habituellement d'environ un mètre. Pour une colonne d'eau plus haute, jusqu'à environ trois mètres, il faut de la machinerie lourde et des compétences en construction.

- Le système de poteaux et poutrelles est d'une utilisation très limitée pour la protection contre les inondations : ce système convient le mieux comme structure de confinement pour des objets individuels spécifiques en milieu urbain. À cause de son coût élevé, il est destiné à protéger des objets très importants et d'une importance vitale appartenant à de riches utilisateurs. La hauteur d'eau retenue peut atteindre quatre mètres, pourvu que la structure soit bien étayée.

- Les barrages pour routes Jersey peuvent être un choix satisfaisant pour ériger une levée, pourvu que les conditions suivantes soient présentes : ses éléments sont disponibles dans la région, c'est-à-dire en milieu urbain; l'accessibilité du site à protéger est très bonne; la hauteur maximale d'eau à retenir est d'environ 0,5 m. Ils conviennent particulièrement bien aux terrains plats et fermes et pour de longues lignes de défense en ligne droite.

- Le stockage centralisé desservant des régions plus vastes et une collaboration plus étroite entre les municipalités intéressées ayant des problèmes d'inondation semblables sont certainement nécessaires pour réaliser le plein potentiel des systèmes de protection après leur achat, sur le plan de la gestion et du rapport coût-efficacité. D'autres questions plus générales se posent, sur le plan social et politique, mais elles ne sont pas du ressort de la présente étude.

- Les données qui servent de base au présent rapport sont tirées pour la plupart de documents commerciaux. Elles sont habituellement non homogènes, reflétant les approches et intérêts différents des fabricants et des distributeurs des produits. De plus, certains renseignements n'étaient pas disponibles. Par conséquent, il est recommandé de vérifier, au moyen d'essais expérimentaux ou sur le terrain, les propriétés essentielles des systèmes de protection contre les inondations étudiés dans le présent rapport. Cette remarque concerne particulièrement l'option du stockage centralisé desservant de nombreuses collectivités, qui exige d'énormes investissements et probablement des changements organisationnels pour garantir le succès du stockage et de la gestion.

7.2 Recommandations pour la vérification expérimentale et les essais sur le terrain

La méthode proposée dans la présente section pour les essais de vérification ne prétend pas être exhaustive ni applicable à toutes les structures disponibles. Elle est limitée aux modèles choisis à la section 6 et aux structures qui sont représentatives de chaque catégorie.

Il est souhaitable de procéder à l'essai de structures réelles dans des conditions opérationnelles, à cause de la complexité du problème et des nombreux facteurs qui entrent en jeu. Par exemple, des essais limités à des modèles à l'échelle peuvent poser des problèmes. Il faudrait pouvoir compter sur la collaboration des fabricants et des distributeurs pour obtenir des « échantillons » gratuits permettant de faire des expériences et pour avoir accès aux résultats des essais effectués par les fabricants.

En principe, les essais devraient être effectués dans les deux conditions suivantes :

- eau calme, sans courant, avec élévation contrôlée des niveaux pour évaluer le comportement de la structure en termes d'infiltration et de stabilité (glissement);
- eau qui s'écoule avec courant contrôlé et peut-être avec présence de vagues pour déterminer les paramètres de stabilité dans de telles conditions.

Dans ce dernier cas, les structures doivent être testées selon diverses orientations par rapport au courant : parallèlement au courant et en oblique (selon quelques angles définis). Il est également souhaitable de procéder aux essais sur différents types de sols sous-jacents.

Pendant le processus de construction, il faut vérifier les délais d'installation et les exigences en matière de matériel de transport et d'installation.

Pour les tubes remplis d'eau, les vérifications suivantes peuvent être nécessaires : soutien pour empêcher le roulement, résistance à la perforation et possibilité de réparer les trous sur place, etc. Il est particulièrement recommandé d'examiner de façon approfondie le comportement du système Clement, qui affiche des paramètres de stabilité très faibles et des gradients d'infiltration très élevés sous la structure, mais qui, autrement, possède certains avantages en ce qui a trait à la construction et au fonctionnement.

Pour le système NOAQ, le fonctionnement de la couche de drainage dans différentes conditions de sol doit être examiné de près parce qu'il est essentiel pour assurer la stabilité de la structure.

RÉFÉRENCES

Duncan J.M., Mitchell J.K., Lovern C. et Coffey J. 1997. Innovative alternatives to conventional levees for flood protection. Département du génie civil, Virginia Tech, Blacksburg (Virginia), Rapport 24061-0105.

Economides T.A. et Walker D.A. 1994. Non-intrusive experimental setup for inflatable dam models. Proceedings, Symposium on Fundamentals and Advancement in Hydraulic Measurements and Experimentation, Buffalo, New York, 1994. pp. 500-508.

Lambe T.W. et Whitman, R.V. 1987. Soil Mechanics. Wiley, New York.

Leshchinsky D., Leshchinsky O., Ling H.I. et Gilbert P.A. 1996. Geosynthetic tubes for confining pressurized slurry: Some design aspects. Journal of Geotechnical Engineering, **122**: 682-690.

Ming T.P.W. 1997. Use of rubber dams for flood mitigation in Hong Kong. Journal of Irrigation and Drainage Engineering, **123**: 73-75.

ANNEXE 1 : ANALYSES DE STABILITÉ

A.1 Notation

Les symboles suivants sont utilisés dans cette annexe (voir la figure A.1.1 pour une illustration graphique) :

B	largeur à la base de la structure de confinement
L	longueur de la couverture imperméable
H	hauteur de la structure
H_w	hauteur de l'eau retenue
W	poids total de la structure (peut comprendre la pression d'eau exercée verticalement vers le bas, si la partie humide de la structure n'est pas verticale)
p_w	pression d'eau maximum à la base de la structure
F_w^h	force horizontale s'exerçant sur la structure à cause de la pression de l'eau retenue
F_w^v	force verticale s'exerçant vers le haut sur la structure en raison de la pression de l'eau retenue
N'	force verticale effective à la base de la structure ($N' = W - F_w^v$)
q	charge induite maximale distribuée sur le sol sous-jacent
x	largeur de la partie active de la base, pour le calcul de la charge au sol d'après Meyerhof
$r_{N'}$	levier de la force N' par rapport au bas de la structure située en aval
r_W	levier de la force W par rapport au bas de la structure située en aval
F_s	facteur de résistance au glissement
F_o	facteur de résistance au renversement
i	gradient hydraulique moyen pour l'infiltration à travers le sol sous la structure
l	longueur du chemin d'infiltration le plus court à travers le sol sous la structure
ϕ	angle de friction du sol sous-jacent
δ	angle de friction à l'interface sol/structure
γ_w	poids unitaire de l'eau
γ	poids unitaire moyen de la structure

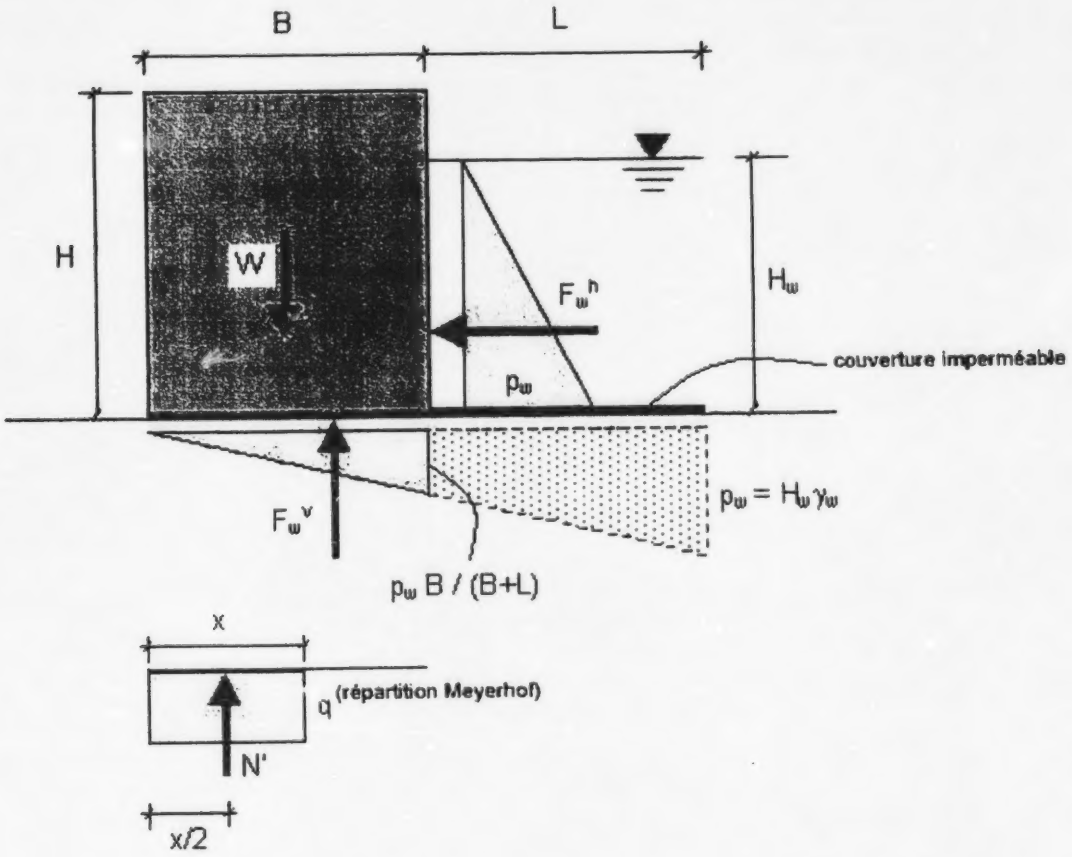


FIGURE A.1.1 SCHÉMA STATIQUE POUR LES ANALYSES DE STABILITÉ

A.2 Hypothèses

Les hypothèses suivantes sont posées dans les analyses de stabilité présentées dans cette annexe.

- La résistance au cisaillement du sol sous-jacent est entièrement frictionnelle, c'est-à-dire le coefficient de cohésion est de zéro. C'est une approximation qui pèche par excès de prudence. La même observation s'applique à la résistance au cisaillement de l'interface structure/sol.
- La sous-pression hydrostatique qui s'exerce sous la structure est distribuée de façon linéaire. Cela veut dire que l'on suppose valable la théorie de l'infiltration dans un substrat poreux et qu'il n'y a aucun interstice d'une largeur donnée dans l'interface sol/structure.
- La couverture imperméable ne contribue pas à la résistance au glissement de la structure. Cette hypothèse est justifiée pour tous les systèmes où la couverture n'est pas conçue comme une partie porteuse de la structure (la couverture est simplement attachée à la structure et le raccord n'est pas censé porter une contrainte quelconque). La seule exception à cette hypothèse est le système NOAQ, qui est conçu de telle manière que sa résistance au glissement dépend entièrement de la résistance à la friction du contact couverture/sol.
- En règle générale, on suppose que la hauteur de l'eau retenue est d'environ 80 p. 100 de la hauteur totale de la structure : $H_w \approx 0{,}8\,H$.
- On suppose que la charge induite sur le sol sous-jacent est répartie selon la distribution de Meyerhof (figure A.1.1). C'est une simplification pour faciliter le calcul. On suppose que la force normale est distribuée également sur une superficie déterminée à partir du bilan d'équilibre du moment. La force normale agit au centre de cette surface.
- On suppose que le poids unitaire du béton est de 24 kN/m^3, que le poids unitaire de l'eau est de 10 kN/m^3 et que le poids unitaire du matériau de remplissage (p. ex. pour les gabions) est de 18 kN/m^3.

A.3 Résistance au glissement

La pression maximale de l'eau, à la base de la structure, est calculée selon l'équation suivante :

$$p_w = H_w \gamma_w$$

La force horizontale de l'eau agissant sur la structure est calculée ainsi :

$$F_w^h = \tfrac{1}{2} p_w H_w = \tfrac{1}{2} \gamma_w H_w^2$$

La sous-pression hydraulique de l'eau de crue agissant sur la structure est calculée ainsi :

$$F_w^v = \tfrac{1}{2} p_w \frac{B}{B+L} B = \tfrac{1}{2} \gamma_w H_w \frac{B^2}{B+L}$$

La force effective normale totale à la base de la structure est :

$$N' = W - F_w^v$$

Le facteur de résistance au glissement tenant compte des forces totales exercées sur la base est exprimé ainsi :

$$F_s = \frac{N' \tan \delta}{T}$$

et en remplaçant N' et $T = F_w^h$, nous obtenons :

$$F_s = \frac{(W - F_w^v)\tan \delta}{\frac{1}{2}\gamma_w H_w^2}$$

Note applicable aux tubes de géomembrane remplis d'eau :

Les fabricants de ces systèmes, en règle générale, ne précisent pas les facteurs de sécurité et de résistance au glissement de leurs produits, pas plus qu'ils ne fournissent les données nécessaires au calcul de ces facteurs. À strictement parler, c'est un problème très complexe dans le sens statique à cause de la flexibilité du tube. Sous l'effet de la pression interne du fluide, le tube prend une forme symétrique dans le sens de son axe que l'on peut calculer (Leshchinsky *et autres*, 1997). Sous l'action de la pression horizontale de l'eau, la forme du tube devient complètement irrégulière et très difficile à calculer. Une méthode approximative qui suppose la forme symétrique du premier cas et qui ne tient compte que de la composante horizontale de la pression de l'eau peut être appliquée pour calculer la résistance au glissement.

Le fabricant du système « Water Structures » décrit dans sa brochure des méthodes pour calculer la résistance au glissement et au renversement et fournit des tableaux de facteurs de résistance correspondant à diverses formes standard de ses structures. Bien que la formule pour le calcul de la résistance au glissement ne soit pas correcte, les valeurs présentées dans les tableaux sont bonnes. Toutefois, autant la méthode de calcul que les facteurs de résistance contre le renversement semblent invalides parce que l'on n'a pas tenu compte dans l'analyse de la sous-pression hydraulique causée par l'infiltration sous le tube. De plus, comme il est précisé ailleurs dans le présent document, le facteur de résistance au renversement n'est pas un chiffre valable dans le cas de structures très souples comme celles-ci.

A.4 Facteur de résistance au renversement

Ce facteur est facile à calculer en exprimant le moment d'équilibre par rapport au pied aval de la structure :

$$F_o = \frac{W r_W}{F_w^h \frac{H_w}{3} + F_w^v \frac{2}{3} B}$$

ou en remplaçant les moments F_w^h et F_w^v :

$$F_o = \frac{W r_W}{\frac{1}{6}\gamma_w H_w^3 + \frac{1}{3}\gamma_w H_w \frac{B^3}{B+L}}$$

Dans le cas d'une structure symétrique $r_W = B/2$. En supposant une coupe transversale rectangulaire, tel qu'illustré à la figure A.1.1, le poids est de $W = BH\gamma$, de sorte que l'expression ci-dessus peut être simplifiée de la façon suivante :

$$F_o = \frac{\frac{1}{2}B^2 H\gamma}{\frac{1}{6}\gamma_w H_w^3 + \frac{1}{3}\gamma_w H_w \frac{B^3}{B+L}} = \frac{3\frac{H}{H_w}\frac{\gamma}{\gamma_w}}{\left(\frac{H_w}{B}\right)^2 + 2\frac{B}{B+L}}$$

A.5 Gradient hydraulique moyen sous la structure

En supposant une couverture imperméable idéale et une interface sol/structure parfaite, nous obtenons :

$$i = \frac{\Delta h}{l} = \frac{H_w}{B+L}$$

A.6 Charge induite sur le sol

On applique la répartition des pressions de Meyerhof pour obtenir une approximation de la charge qui s'exerce sur le sol à la base de la structure. La force effective normale N' est répartie également sur la surface de largeur x, comme on peut le voir à la figure A.1.1 :

$$q = \frac{N'}{x} = \frac{W - F_w^v}{x} = \frac{W - \frac{1}{2}\gamma_w H_w \frac{B^2}{B+L}}{x}$$

La largeur de la surface active x est calculée en tenant compte du moment d'équilibre autour du pied aval de la base de la structure :

$$N'\frac{x}{2} = Wr_W - F_w^h \frac{H_w}{3} - F_w^v \cdot \frac{2}{3}B$$

$$x = 2\frac{Wr_W - F_w^h \frac{H_w}{3} - F_w^v \cdot \frac{2}{3}B}{N'}$$

En remplaçant les forces, nous obtenons l'expression :

$$x = 2\frac{Wr_W - \frac{1}{6}\gamma_w H_w^3 - \frac{1}{3}\gamma_w H_w \frac{B^3}{B+L}}{W - \frac{1}{2}\gamma_w H_w \frac{B^2}{B+L}}$$

Dans le cas d'une structure symétrique $r_W = B/2$. En supposant une coupe transversale rectangulaire, comme à la figure A.1.1, le poids est $W = BH\gamma$, de sorte que l'expression ci-dessus peut être simplifiée de la façon suivante :

$$x = \frac{B^2 H\gamma - \frac{1}{3}\gamma_w H_w^3 - \frac{2}{3}\gamma_w H_w \dfrac{B^3}{B+L}}{BH\gamma - \frac{1}{2}\gamma_w H_w \dfrac{B^2}{B+L}}$$

A.7 Exemples de calculs

À des fins comparatives, les calculs de stabilité n'ont été faits que pour les systèmes choisis à la section 6. Les données utilisées n'étaient pas complètement fiables; au besoin, on a remplacé les données manquantes ou imprécises par une approximation.

A.7.1 STRUCTURES DU TYPE GABION

Ces structures n'utilisent pas de couverture imperméable du côté de l'eau (figure A.1.1). En supposant que $L = 0$ dans l'équation pour obtenir la pression d'eau verticale F_w^v énoncée dans la section A.3, on peut simplifier de la façon suivante :

$$F_w^v = \tfrac{1}{2}\gamma_w H_w \frac{B^2}{B+L} = \tfrac{1}{2}\gamma_w H_w B$$

L'équation pour le facteur de résistance au glissement devient alors :

$$F_s = \frac{(W - F_w^v)\tan\delta}{F_w^h} = \frac{(BH\gamma - \frac{1}{2}\gamma_w H_w B)\tan\delta}{\frac{1}{2}\gamma_w H_w^2} = \frac{B\left(2\dfrac{H}{H_w}\dfrac{\gamma}{\gamma_w} - 1\right)\tan\delta}{H_w}$$

Comme l'angle de friction de l'interface sol/structure δ n'est pas connue à l'avance, on a jugé plausible d'inverser le calcul : les valeurs δ ont été calculées en supposant des facteurs de sécurité F_s égaux aux valeurs 1,0 et 1,5. L'équation utilisée est donc :

$$\tan\delta = \frac{F_s H_w}{B\left(2\dfrac{H}{H_w}\dfrac{\gamma}{\gamma_w} - 1\right)}$$

Les résultats sont illustrés au tableau A.1.1. Les valeurs de δ correspondant à F_s = 1,0 (le seuil de stabilité) dépendent de la forme et de la taille de la coupe transversale, mais varient généralement entre 12^0 et 17^0. Cet écart est considéré acceptable pour la plupart des sols, même un sol saturé et meuble. Les valeurs de δ correspondant à F_s = 1,5 (évalué comme niveau de stabilité raisonnable) varient entre 18^0 et 25^0.

Aux fins de la méthodologie de calcul décrite à la section A.3, l'angle de friction δ caractérise la résistance au cisaillement de l'interface structure-fondation, c'est-à-dire un glissement entre deux corps rigides. En réalité, la surface de rupture peut se situer à côté de l'interface, c'est-à-dire dans le sol (plus probable) ou dans la structure elle-même, selon leur résistance relative et la géométrie du problème. Le tableau A.1.2 donne des fourchettes approximatives de l'angle δ pour divers types de sols et d'interfaces sol-structure. Ce tableau peut servir de guide approximatif pour le choix d'une

structure de protection convenant aux conditions naturelles. Si plusieurs cas dans ce tableau sont pertinents dans une situation réelle, il faut choisir la valeur la plus faible de l'angle δ pour se tromper plutôt dans le sens de la prudence. Par contre, il ne faut pas perdre de vue que le calcul de la section A.3 est fondé sur les hypothèses énoncées à la section A.2. Des écarts possibles par rapport à ces conditions idéales, qui sont inévitables dans la réalité, peuvent entraîner une augmentation ou une diminution de la résistance au glissement calculé.

						$F_s = 1$		$F_s = 1,5$	
Type ou nom commercial	Hauteur du mur H (m)	Hauteur de l'eau H_w (m)	Largeur à la base B (m)	Poids avec remplissage W (kN/m)	$\gamma H / \gamma_w H_w$	tan δ	δ (°)	tan δ	δ (°)
Hesco Concertainer									
Mil 1B	1,37	1,10	1,1	26,1	2,3	0,288	16,1	0,432	23,4
Mil 2B	0,61	0,49	0,6	6,7	2,3	0,223	12,6	0,335	18,5
Mil 3B	1	0,80	1	18,0	2,3	0,223	12,6	0,335	18,5
Mil 4B	1	0,80	1,5	27,0	2,3	0,149	8,5	0,223	12,6
Mil 5B	0,61	0,49	0,61	6,7	2,3	0,223	12,6	0,335	18,5
Mil 6B	0,61	0,49	0,61	6,7	2,3	0,223	12,6	0,335	18,5
Mil 7B	2,21	1,77	2,13	84,7	2,3	0,231	13,0	0,347	19,1
Mil 8B	1,37	1,10	1,22	30,1	2,3	0,250	14,1	0,376	20,6
Mil 9B	1	0,80	0,76	13,7	2,3	0,293	16,4	0,440	23,8
Mil 10B	2,12	1,70	1,52	58,0	2,3	0,311	17,3	0,467	25,0
Maccaferri Flex Mac									
	0,5	0,40	0,5	4,5	2,3	0,223	12,6	0,335	18,5
	0,5	0,40	1,0	9,0	2,3	0,112	6,4	0,167	9,5
	1	0,80	1,0	18,0	2,3	0,223	12,6	0,335	18,5
	1,4	1,12	1,0	25,2	2,3	0,312	17,3	0,468	25,1

TABLEAU A.1.1 RÉSISTANCE AU GLISSEMENT DES STRUCTURES DU TYPE GABION

Classification	Angles de friction (°)
Sable	
uniforme de fin à moyen	26 - 30
granulométrie continue	30 - 34
avec gravier	32 - 36
Sol argileux	
très meuble, saturé	12 - 18
argile très plastique	16 - 22
argile limoneuse	20 - 30
Interfaces	
béton - sable	26 - 30
béton - argile	12 - 18

TABLEAU A.1.2 VALEUR TYPIQUE DE L'ANGLE DE FRICTION δ POUR DIVERS SOLS ET INTERFACES

Le facteur de résistance au renversement, calculé à la section A.4, peut être exprimé plus simplement en remplaçant encore une fois $L = 0$, pour obtenir :

$$F_o = \frac{3\dfrac{H}{H_w}\dfrac{\gamma}{\gamma_w}}{\left(\dfrac{H_w}{B}\right)^2 + 2}$$

Les résultats sont indiqués au tableau A.1.3. Le facteur de résistance au renversement F_o varie entre 2,1 et 3,0, ce qui est considéré satisfaisant.

Les valeurs du gradient hydraulique moyen sous la structure sont calculées en appliquant une formule simple :

$$i = \frac{H_w}{B} \approx \frac{0.8H}{B}$$

et les résultats sont indiqués dans le même tableau A.1.3. L'écart se situe entre 0,8 et 1,1. Comme on le verra ci-dessous, ces valeurs sont beaucoup plus élevées que le gradient hydraulique moyen pour les tubes de plastique remplis d'eau, pour lesquels on obtient régulièrement des valeurs d'environ 0,3 – 0,4. Il faut aussi tenir compte du fait que, pour des sols saturés subissant une exposition prolongée à l'eau de crue, un gradient hydraulique qui se rapproche de 1,0 peut provoquer la rupture à cause de l'érosion du sol due au ruissellement sous la structure. Dans des sols non saturés ayant une faible perméabilité, ces gradients peuvent être acceptables pour une exposition de courte durée.

Type ou nom commercial	Hauteur du mur H (m)	Hauteur de l'eau H_w (m)	Largeur à la base B (m)	Poids avec remplissage W (kN/m)	$\gamma H / \gamma_w H_w$	$(H_w / B)^2$	F_o	Gradient hydraulique moyen
Concertainer Hesco								
Mil 1B	1,37	1,10	1,1	26,1	2,3	1,07	2,2	1,0
Mil 2B	0,61	0,49	0,6	6,7	2,3	0,64	2,6	0,8
Mil 3B	1	0,80	1	18,0	2,3	0,64	2,6	0,8
Mil 4B	1	0,80	1,5	27,0	2,3	0,28	3,0	0,5
Mil 5B	0,61	0,49	0,61	6,7	2,3	0,64	2,6	0,8
Mil 6B	0,61	0,49	0,61	6,7	2,3	0,64	2,6	0,8
Mil 7B	2,21	1,77	2,13	84,7	2,3	0,69	2,6	0,8
Mil 8B	1,37	1,10	1,22	30,1	2,3	0,81	2,5	0,9
Mil 9B	1	0,80	0,76	13,7	2,3	1,11	2,2	1,1
Mil 10B	2,12	1,70	1,52	58,0	2,3	1,24	2,1	1,1
Maccaferri Flex Mac								
	0,5	0,40	0,5	4,5	2,3	0,64	2,6	0,8
	0,5	0,40	1,0	9,0	2,3	0,16	3,2	0,4
	1,0	0,80	1,0	18,0	2,3	0,64	2,6	0,8
	1,4	1,12	1,0	25,2	2,3	1,25	2,1	1,1

TABLEAU A.1.3 RÉSISTANCE AU RENVERSEMENT DES STRUCTURES DE TYPE GABION

En supposant que $L = 0$ et en appliquant l'équation énoncée à la section A.6 pour la largeur x de la surface active de l'interface structure-sol (d'après Meyerhof), nous obtenons :

$$\frac{x}{B} = \frac{\frac{H}{H_w}\frac{\gamma}{\gamma_w} - \frac{1}{3}\left(\frac{H_w}{B}\right)^2 - \frac{2}{3}}{\frac{H}{H_w}\frac{\gamma}{\gamma_w} - \frac{1}{2}}$$

On calcule de la façon suivante la charge q répartie également sur le sol :

$$q = \frac{H_w \gamma_w \left(\frac{H}{H_w}\frac{\gamma}{\gamma_w} - \frac{1}{2}\right)}{\frac{x}{B}}$$

Les résultats sont présentés au tableau A.1.4. Les valeurs de x/B se situent régulièrement entre 0,7 et 0,8, indiquant une faible excentricité de la résultante (environ 0,10 à 0,15 de la largeur de la base) et, par conséquent, une répartition relativement uniforme de la charge sur le sol. L'ampleur de cette charge se situe essentiellement entre 10 et 20 kPa. On obtient une plus grande excentricité et des charges plus fortes dans le cas des unités de plus grande dimension et de celles dont le ratio poids/largeur est supérieur à 1.

Type ou nom commercial	Hauteur du mur H (m)	Hauteur de l'eau H_w (m)	Largeur de la base B (m)	Poids avec remplissage W (kN/m)	γH / $\gamma_w H_w$	$(H_w / B)^2$	x/B	q (kPa)
Hesco Concertainer								
Mil 1B	1,37	1,10	1,1	26,1	2,3	1,07	0,71	28
Mil 2B	0,61	0,49	0,6	6,7	2,3	0,64	0,79	11
Mil 3B	1	0,80	1	18,0	2,3	0,64	0,79	18
Mil 4B	1	0,80	1,5	27,0	2,3	0,28	0,85	17
Mil 5B	0,61	0,49	0,61	6,7	2,3	0,64	0,79	11
Mil 6B	0,61	0,49	0,61	6,7	2,3	0,64	0,79	11
Mil 7B	2,21	1,77	2,13	84,7	2,3	0,69	0,78	41
Mil 8B	1,37	1,10	1,22	30,1	2,3	0,81	0,76	26
Mil 9B	1	0,80	0,76	13,7	2,3	1,11	0,70	20
Mil 10B	2,12	1,70	1,52	58,0	2,3	1,24	0,68	45
Maccaferri Flex Mac								
	0,5	0,40	0,5	4,5	2,3	0,64	0,79	9
	0,5	0,40	1,0	9,0	2,3	0,16	0,88	8
	1,0	0,80	1,0	18,0	2,3	0,64	0,79	18
	1,4	1,12	1,0	25,2	2,3	1,25	0,67	30

TABLEAU A.1.4 RÉPARTITION DES PRESSIONS DE MEYERHOF POUR LES STRUCTURES DE TYPE GABION

A.7.2 BARRAGES POUR ROUTES JERSEY

Les unités de barrages pour routes Jersey sont fabriquées uniformément dans une forme et une taille uniques illustrées à la figure A.1.2. La superficie de la coupe transversale est calculée à environ 0,2 m^2 et le poids d'une unité est d'environ 4,8 kN/m^1. Le poids de l'eau qui contribue à la stabilité et empêche le glissement et le renversement, représenté par W_w dans la figure A.1.2, est d'environ 1,4 kN/m^1.

Le glissement est causé par la pression horizontale de l'eau, c'est-à-dire la force totale F_w^h = 1,25 kN/m^1. La sous-pression ou force verticale F_w^v peut être calculée en appliquant la formule énoncée en A.7.1, étant donné qu'aucune couverture imperméable n'est habituellement utilisée avec ce système. Il ne faut pas perdre de vue que la valeur F_w^v = 1,5 kN/m^1, calculée de cette façon, suppose une certaine infiltration à travers le sol poreux sous la structure (section A.1.1). Compte tenu du fait que l'unité est virtuellement rigide, une légère rotation peut ouvrir un interstice entre l'unité et le sol (ce qui est particulièrement probable dans le cas d'une base rigide – masse rocheuse, route, etc.) et la sous-pression sera alors à son maximum, c'est-à-dire exactement le double de ce qu'elle serait dans le cas d'un sol poreux sans interstice. Les facteurs de résistance au glissement et au renversement seront considérablement réduits en pareil cas. Les calculs sont illustrés aux tableaux A.1.5 et A.1.6 pour les deux cas décrits ci-dessus.

Il y a peut-être lieu de noter que le deuxième cas (interstice avec sous-pression intégrale) peut se produire sous l'action des vagues; des vibrations de rotation peuvent alors affecter une simple rangée d'unités Jersey non ancrées, provoquant un glissement excessif et la possible destruction du barrage.

Dans le cas d'un sol poreux sans interstice, les facteurs de résistance au glissement F_s = 1,0 –1,5 exigent que l'angle de friction à la base de l'unité soit $\delta = 15^0 - 21^0$. Avec sous-pression intégrale, cette fourchette est portée à $\delta = 22^0 - 30^0$. À presque 8^0 de plus que pour les structures de type

gabion, c'est un angle relativement élevé en général, qui limite l'acceptabilité de ces systèmes à des sols rigides.

Les facteurs de résistance au renversement dans les deux cas considérés sont de 2,6 et de 1,9.

Le gradient hydraulique moyen $i = 0{,}5/0{,}6 = 0{,}8$ est applicable seulement dans le premier cas (sans interstice).

							$F_s = 1$		$F_s = 1{,}5$	
	Hauteur H (m)	Hauteur de l'eau H_w (m)	Largeur à la base B (m)	Poids W (kN/m)	Poids Suppl. de l'eau Ww (kN/m)	Force normale effective N' (kN/m)	tan δ	δ (°)	tan δ	δ (°)
Cas 1 : sans interstice	0,8	0,5	0,6	4,8	1,4	4,7	0,266	14,9	0,399	21,7
Cas 2 : avec interstice	0,8	0,5	0,6	4,8	1,4	3,2	0,391	21,3	0,586	30,4

TABLEAU A.1.5 RÉSISTANCE AU GLISSEMENT DES BARRAGES POUR ROUTES JERSEY

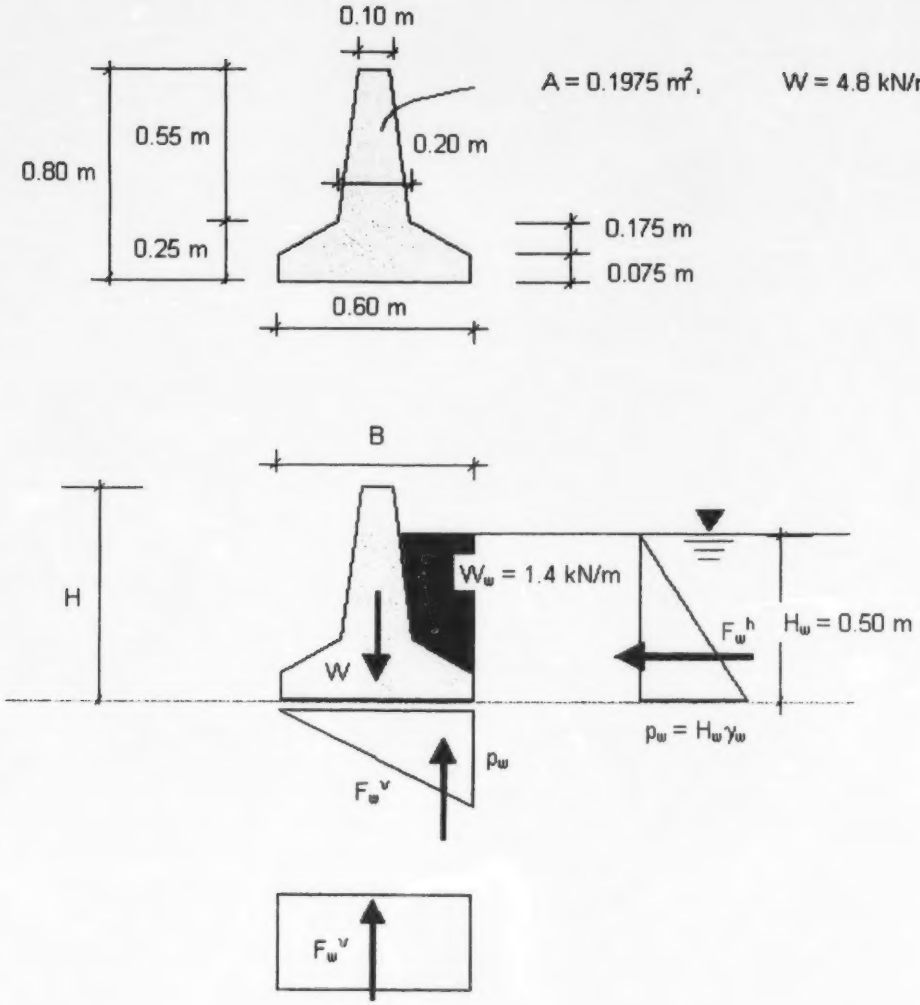


FIGURE A.1.2 SCHÉMA STATIQUE POUR L'ANALYSE DE STABILITÉ DES BARRAGES POUR ROUTES JERSEY

	M_W (kN)	M_w^h (kN)	M_{ww} (kN)	F_w^v (kN/m)	r_w^v (m)	M_w^v (kN)	F_o
Cas 1 : Sans interstice	1,44	0,208	0,63	1,5	0,4	0,6	2,6
Cas 2 : Avec interstice	1,44	0,208	0,63	3,0	0,3	0,9	1,9

TABLEAU A.1.6 RÉSISTANCE AU RENVERSEMENT DES BARRAGES POUR ROUTES JERSEY

On obtient facilement les équations pour la répartition de la charge sur le sol de base, d'après Meyerhof, en supposant que $L = 0$ dans les expressions énoncées à la section A.6 :

$$\frac{x}{B} = \frac{2}{B} \frac{W r_W + W_w r_{W_w} - F_w^h \frac{H_w}{3} - F_w^v \cdot \frac{2}{3} B}{W + W_w - F_w^v}$$

$$q = \frac{1}{B} \frac{W + W_w - F_w^v}{\frac{x}{B}}$$

Le tableau A.1.7 présente les résultats du calcul. On peut voir que l'excentricité de la force résultante est très minime (la conséquence des moments équilibrés par l'action de la pression verticale de l'eau W_w) et que l'ampleur de la charge est également très faible – seulement de 5 à 10 kPa, ce qui est probablement attribuable aux faibles niveaux d'eau retenus et à la faible pression horizontale.

	M_W (kN)	M_w^h (kN)	M_{ww} (kN)	F_w^v (kN/m)	r_w^v (m)	M_w^v (kN)	x/B	q (kN/m)
Cas 1 : sans interstice	1,44	0,208	0,63	1,5	0,4	0,6	0,89	9
Cas 2 : avec interstice	1,44	0,208	0,63	3,0	0,3	0,9	1,00	5

TABLEAU A.1.7 RÉPARTITION DES PRESSIONS DE MEYERHOF APPLICABLES AUX BARRAGES POUR ROUTES JERSEY

L'analyse présentée ci-dessus est fondée sur la méthode d'installation décrite dans Duncan *et autres* (1997). La géomembrane est seulement utilisée pour recouvrir les raccords et empêcher toute fuite à cet endroit. On peut réaliser certaines améliorations en appliquant la membrane en avant de l'unité, pour former une sorte de couverture imperméable (figure A.1.3). La sous-pression verticale est réduite de cette façon et la stabilité globale de la barrière est accrue.

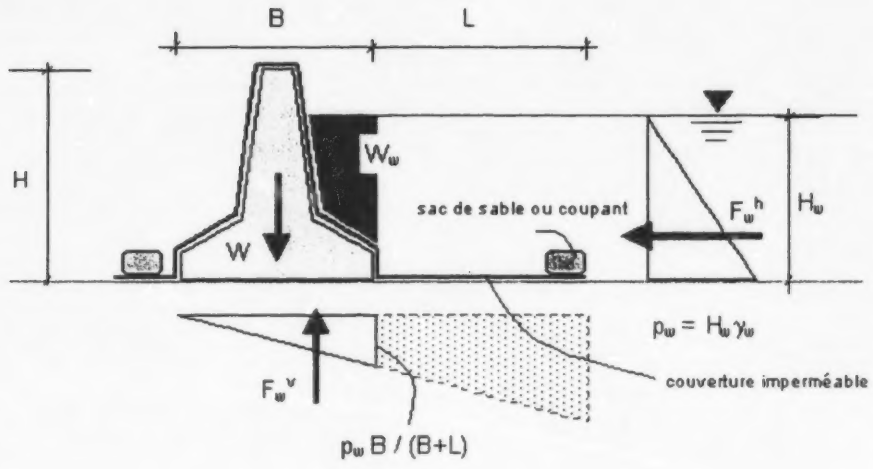


FIGURE A.1.3 BARRAGES POUR ROUTES JERSEY AVEC COUVERTURE IMPERMÉABLE

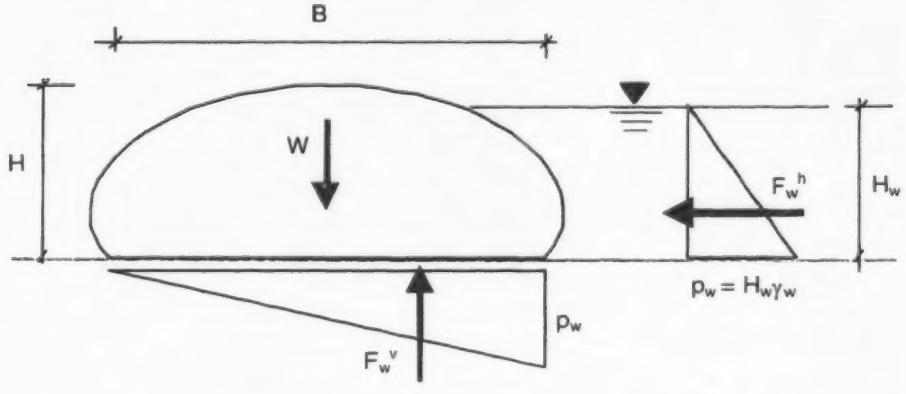


FIGURE A.1.4 SCHÉMA STATIQUE POUR L'ANALYSE DE STABILITÉ DES TUBES DE PLASTIQUE REMPLIS D'EAU

A.7.3 TUBES DE PLASTIQUE REMPLIS D'EAU

Les formules présentées ici conviennent à toutes les structures tubulaires décrites à la section 4.4, à l'exception des systèmes Clement et NOAQ. Le schéma statique pour le calcul est illustré à la figure A.1.4.

Ces structures sont installées sans couverture imperméable, de sorte que les équations de la section A.7.1 s'appliquent intégralement. Le tableau A.1.8 montre les facteurs de résistance au glissement obtenus à l'issue du calcul :

				Poids de rempl.				F_s = 1		F_s = 1,5	
Type	Poids gonflé H (m)	Hauteur d'eau H_w (m)	Largeur à la base B (m)	W (lb/ft)	W (kN/m)	$\gamma_w H_w^2$	$\gamma_w H_w B$	tan δ	δ (°)	tan δ	δ (°)
Water Structures											
	0,31	0,20	0,61	105	1,6	0,4	1,2	0,212	12,0	0,318	17,6
	0,46	0,30	0,81	315	4,7	0,9	2,4	0,131	7,5	0,197	11,1
	0,61	0,46	1,17	470	7,0	2,0	5,2	0,234	13,2	0,351	19,3
	0,92	0,71	1,73	1130	16,8	5,0	12,0	0,230	12,9	0,344	19,0
	1,22	0,91	3,05	2400	35,7	8,2	27,3	0,186	10,5	0,279	15,6
	1,83	1,37	4,73	5800	86,3	18,4	63,5	0,169	9,6	0,253	14,2
	2,44	1,83	5,90	11000	163,7	32,8	105,7	0,148	8,4	0,222	12,5
	3,05	2,74	6,35	13750	204,7	73,7	170,8	0,309	17,2	0,464	24,9
Aqua-Barrier											
				Poids de rempl.				F_s = 1		F_s = 1,5	
Type	Poids gonflé H (m)	Hauteur d'eau H_w (m)	Largeur à la base B (m)	W (lb/ft)	W (kN/m)	$\gamma_w H_w^2$	$\gamma_w H_w B$	tan δ	δ (°)	tan δ	δ (°)
Cloison simple	0,61	0,46	1,22	482	7,2	2,0	5,5	0,231	13,0	0,346	19,1
	0,92	0,69	2,14	1415	21,1	4,6	14,3	0,166	9,4	0,249	14,0
	1,22	0,91	3,20	2756	41,0	8,2	28,7	0,154	8,7	0,230	13,0
Cloison double	0,91	0,69	2,10	1415	21,1	4,6	14,1	0,165	9,3	0,247	13,9
	1,22	0,91	3,20	2756	41,0	8,2	28,7	0,154	8,7	0,230	13,0
	1,52	1,14	4,10	4530	67,4	12,8	45,9	0,144	8,2	0,216	12,2
	1,83	1,37	5,20	6612	98,4	18,4	69,9	0,145	8,3	0,218	12,3
	2,13	1,60	6,20	9364	139,4	25,1	97,2	0,138	7,9	0,207	11,7

TABLEAU A.1.8 FACTEURS DE RÉSISTANCE AU GLISSEMENT POUR LES TUBES DE PLASTIQUE REMPLIS D'EAU

Les valeurs de δ correspondant à F_s = 1,0 (le seuil de stabilité) dépendent surtout du type de tube, c'est-à-dire de la forme et de la dimension en coupe transversale, mais en général, les résultats sont très homogènes, quels que soient le fabricant et le type de produit, et les écarts sont relativement minimes, se situant entre 8^0 et 13^0. Cet écart est considéré acceptable pour la plupart des sols, même les sols saturés et meubles. Les valeurs de δ correspondant à F_s = 1,5 varient entre 11^0 et 19^0 (à l'exception du tube le plus lourd du système « Water Structure » – il y a peut-être une erreur dans les

données). Dans les deux cas, on obtient des résultats inférieurs de quelques degrés à ceux calculés pour les structures de type gabion.

Type	Poids gonflé H (m)	Hauteur de l'eau H_w (m)	Largeur à la base B (m)	Max *i*
Water Structures				
	0,31	0,20	0,61	0,3
	0,46	0,30	0,81	0,4
	0,61	0,46	1,17	0,4
	0,92	0,71	1,73	0,4
	1,22	0,91	3,05	0,3
	1,83	1,37	4,73	0,3
	2,44	1,83	5,90	0,3
	3,05	2,74	6,35	0,4
Aqua-Barrier				
Type	Poids gonflé H (m)	Hauteur de l'eau H_w (m)	Largeur à la base B (m)	W (lb/ft)
Cloison simple	0,61	0,46	1,22	0,4
	0,92	0,69	2,14	0,3
	1,22	0,91	3,20	0,3
Cloison double	0,91	0,69	2,10	0,3
	1,22	0,91	3,20	0,3
	1,52	1,14	4,10	0,3
	1,83	1,37	5,20	0,3
	2,13	1,60	6,20	0,3

TABLEAU A.1.9 GRADIENTS HYDRAULIQUES MOYENS POUR LES TUBES DE PLASTIQUE REMPLIS D'EAU

On présente au tableau A.1.9 le résultat du calcul des gradients hydrauliques sous les tubes. Les gradients hydrauliques moyens sont, sans aucun doute, les plus bas de tous les systèmes présentés dans le présent rapport.

Le calcul de la charge au sol d'après Meyerhof ne semble pas s'appliquer autant dans le cas d'une structure aussi déformable. Intuitivement, on peut penser que la pression sur la base doit être assez uniforme et presque égale (selon la souplesse du matériau dont est constitué le tube) à la pression de l'eau dans le tube. Néanmoins, le calcul habituel a été fait, pour obtenir des données complètes et pouvoir comparer avec les autres systèmes.

Les équations sont obtenues en supposant que $L = 0$ et $r_w = B/2$ dans les expressions énoncées en A.6, ce qui donne :

$$\frac{x}{B} = \frac{\dfrac{W}{BH_w\gamma_w} - \dfrac{1}{3}\left(\dfrac{H_w}{B}\right)^2 - \dfrac{2}{3}}{\dfrac{W}{BH_w\gamma_w} - \dfrac{1}{2}}$$

$$q = H_w \gamma_w \frac{\frac{W}{BH_w\gamma_w} - \frac{1}{2}}{\frac{x}{B}}$$

Le tableau A.1.10 présente les résultats du calcul. Les valeurs de *x/B* sont très homogènes, allant de 0,7 à 0,8. La charge *q* est en général en dessous de 20 kPa, ce qui est inférieur aux résultats obtenus pour les gabions à la section A.7.1 et qui indique la possibilité d'un champ d'application légèrement plus large pour les tubes remplis d'eau.

				Poids de rempl.						
Type	Poids gonflé H (m)	Hauteur de l'eau H_w (m)	Largeur à la base B (m)	W (lb/pi)	W (kN/m)	$(H_w/B)^2$	$\gamma_w H_w B$	W / $\gamma_w H_w B$	x/B	q (kPa)
Water Structures										
	0,31	0,20	0,61	105	1,6	0,11	1,2	1,29	0,74	2
	0,46	0,30	0,81	315	4,7	0,14	2,4	1,93	0,85	5
	0,61	0,46	1,17	470	7,0	0,15	5,2	1,34	0,74	5
	0,92	0,71	1,73	1130	16,8	0,17	12,0	1,40	0,75	8
	1,22	0,91	3,05	2400	35,7	0,09	27,3	1,31	0,76	10
	1,83	1,37	4,73	5800	86,3	0,08	63,5	1,36	0,77	15
	2,44	1,83	5,90	11000	163,7	0,10	105,7	1,55	0,81	23
	3,05	2,74	6,35	13750	204,7	0,19	170,8	1,20	0,67	28
Aqua-Barrier										
				Poids de rempl.						
Type	Poids gonglé H (m)	Hauteur de l'eau H_w (m)	Largeur à la base B (m)	W (lb/pi)	W (kN/m)	$(H_w/B)^2$	$\gamma_w H_w B$	W / $\gamma_w H_w B$	x/B	q (kPa)
Cloison simple	0,61	0,46	1,22	482	7,2	0,14	5,5	1,31	0,74	5
	0,92	0,69	2,14	1415	21,1	0,1	14,3	1,47	0,79	8
	1,22	0,91	3,20	2756	41,0	0,1	28,7	1,43	0,79	11
Cloison double	0,91	0,69	2,10	1415	21,1	0,1	14,1	1,49	0,80	8
	1,22	0,91	3,20	2756	41,0	0,1	28,7	1,43	0,79	11
	1,52	1,14	4,10	4530	67,4	0,1	45,9	1,47	0,80	14
	1,83	1,37	5,20	6612	98,4	0,1	69,9	1,41	0,79	15
	2,13	1,60	6,20	9364	139,4	0,1	97,2	1,43	0,80	18

TABLEAU A.1.10 RÉPARTITION DES PRESSIONS DE MEYERHOF POUR LES STRUCTURES TUBULAIRES REMPLIES D'EAU

A.7.4 SYSTÈME CLEMENT

Le système Clement peut être construit selon des formes en coupe transversale très diverses, toujours en utilisant le tube standard de 17 pouces de diamètres. Une forme triangulaire typique, formée de six tubes étagés sur trois niveaux, est illustrée à la figure A.1.5. La résistance au glissement a également été calculée pour un plus petit triangle, constitué de trois tubes sur deux niveaux, mais la

valeur de F_s était légèrement plus élevée (de 10 à 15 p. 100) que pour le système constitué de six tubes.

D'après la brochure du fabricant, les tubes idéalement de forme circulaire sont légèrement déformés quand ils sont empilés, mais on peut considérer que la forme triangulaire générale de la coupe transversale est préservée (c'est une simplification aux fins du calcul). Les dimensions sont tirées de la brochure originale. Le niveau d'eau H_w est le niveau maximum observé expérimentalement pour lequel il n'y avait « aucune déformation de la structure ». On peut adopter une largeur de base B, comme illustré dans la figure, entre 34" ≈ 0,85 m (la distance axiale entre les tubes latéraux, pour une forme circulaire idéale) et 51" ≈ 1,25 m (largeur totale des trois tubes). La valeur de 1,0 m est une moyenne utilisée pour le calcul.

Les valeurs de pression d'eau horizontale et verticale sont :

$$F_w^h = \tfrac{1}{2}\gamma_w H_w^2 = \tfrac{1}{2}\cdot 10\cdot 0{,}9^2 = 4{,}1\frac{kN}{m}$$

$$F_w^v = \tfrac{1}{2}\gamma_w H_w B = \tfrac{1}{2}\cdot 10\cdot 0{,}9\cdot 1{,}0 = 4{,}5\frac{kN}{m}$$

Le facteur de résistance au glissement est calculé en appliquant la formule :

$$F_s = \frac{(W - F_w^v)\tan\delta}{F_v^h}$$

Les valeurs de F_s se situant entre 1,0 et 1,5 donnent les angles de friction suivants :

$$F_s = \begin{cases} 1{,}0 \\ 1{,}5 \end{cases} \Rightarrow \tan\delta = \begin{cases} 0{,}66 \\ 0{,}99 \end{cases} \Rightarrow \delta = \begin{cases} 34^0 \\ 44^0 \end{cases}$$

Ces valeurs de F_s sont trop élevées, ce qui veut dire que la structure sera instable dans la plupart des situations réelles, bien que le fabricant prétend avoir fait des essais en laboratoire couronnés de succès et même avoir utilisé le produit de façon satisfaisante dans des situations réelles de lutte contre les inondations. Il est possible que cette incohérence soit attribuable à la sous-pression réduite sous la structure. Il est fort probable que la sous-pression n'intervient pas selon la pleine valeur calculée ci-dessus, à cause de la possibilité de drainage entre les tubes dans la couche de base (si la sous-pression est calculée à 50 p. 100 de la valeur ci-dessus, l'angle δ est d'environ 27^0, ce qui peut être acceptable). Par contre, la question se pose de l'infiltration par le sol. La quantité d'eau d'infiltration est alors considérablement plus grande que prévu, c'est-à-dire que le gradient hydraulique moyen réel est plus élevé que la valeur calculée ici :

$$i = \frac{H_w}{B} = \frac{0{,}9}{1{,}0} = 0{,}9$$

Néanmoins, tous les problèmes soulevés doivent faire l'objet d'essais expérimentaux, tel que recommandé à la section 7.2.

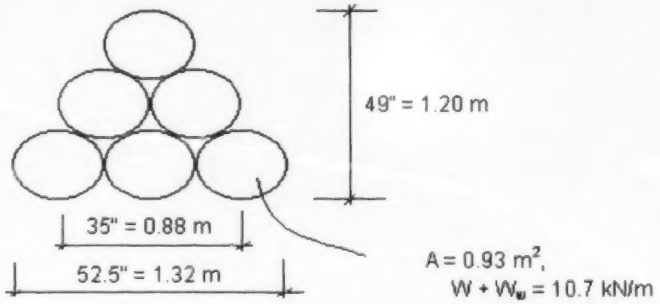
La charge au sol doit être calculée en appliquant les expressions génériques énoncées en A.6. Les moments des forces actives sont :

$$M(W) = W \cdot \tfrac{1}{2} B = 4{,}65\ kN$$
$$M(W_w) = W_w r_{W_w} = 1{,}2\ kN$$
$$M(F_w^h) = F_w^h \cdot \tfrac{1}{3} H_w = 1{,}23\ kN$$
$$M(F_w^v) = F_w^v \cdot \tfrac{2}{3} B = 3{,}02\ kN$$

La force effective normale N' est :

$$N' = W + W_w - F_w^v = 6{,}2\ \frac{kN}{m}$$

et la largeur active x et la charge q sont calculées directement :



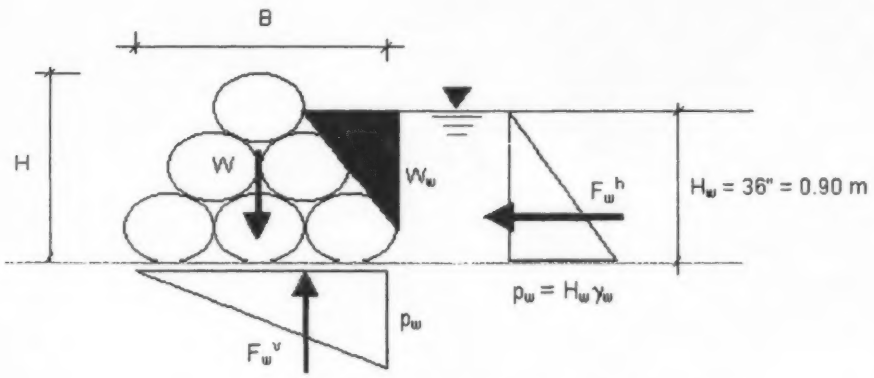


FIGURE A.1.5 SCHÉMA STATIQUE POUR L'ANALYSE DE STABILITÉ DU SYSTÈME CLEMENT

$$\frac{x}{B} = \frac{1}{B} \cdot \frac{\sum M}{N'} = 0{,}26$$

$$q = \frac{N'}{x} = 24\ kPa$$

L'excentricité de la résultante dans la base du système Clement est la plus élevée de toutes les structures étudiées : la force agit à seulement *0,10 B* du pied aval. Comme la structure est flexible, il peut en résulter d'importants mouvements et distorsions.

Les fabricants du système Clement nous ont communiqué des renseignements supplémentaires sur leurs produits vers la fin de notre étude. Les nouveaux renseignements avaient trait à l'application d'une couverture imperméable enveloppant le côté exposé à l'eau et s'étendant en avant du barrage sur une distance d'environ trois mètres. Il n'était pas fait mention d'une telle couverture dans la documentation commerciale disponible qui nous avait été envoyée auparavant par « Clement Water Diversion Systems ». L'application de la couverture a d'importantes conséquences positives sur les analyses de stabilité présentées ci-dessus.

On peut voir à la figure A.1.6 le nouveau schéma structurel du système Clement avec couverture. Comme la couverture n'est pas attachée à la barrière, elle n'a aucune fonction statique et son seul rôle est de diminuer l'infiltration à travers le sol en réduisant le gradient hydraulique moyen sous la structure. Avec les mêmes données utilisées à la section A.7.4, on obtient maintenant la nouvelle valeur suivante pour ce gradient :

$$i = \frac{H_w}{L} = \frac{0{,}9}{3} = 0{,}3$$

ce qui se situe à l'intérieur de la fourchette des gradients hydrauliques calculés pour les autres systèmes de ce type.

Dans une nouvelle analyse de la résistance au glissement, la sous-pression F_w^v disparaît si l'on néglige les lignes d'infiltration réelles (en supposant une pression d'eau de zéro au bout de la couverture). En réalité, il faut aussi attribuer une certaine influence à la possibilité de drainage latéral de l'eau d'infiltration dans l'espace entre les tubes de la rangée du bas. Le calcul de la résistance au glissement est alors simplifié comme suit :

$$F_s = \frac{W \tan \delta}{F_v^h}$$

Les nouvelles valeurs de F_s de l'ordre de 1,0 à 1,5 donnent la gamme suivante des angles de friction :

$$F_s = \begin{cases} 1{,}0 \\ 1{,}5 \end{cases} \Rightarrow \tan \delta = \begin{cases} 0{,}38 \\ 0{,}57 \end{cases} \Rightarrow \delta = \begin{cases} 21^0 \\ 30^0 \end{cases}$$

Ces nouveaux angles de friction δ sont grandement réduits par rapport à ceux obtenus à la section A.7.4 (calculés pour le barrage sans couverture), mais ils n'en demeurent pas moins les plus élevés dans le groupe des systèmes tubulaires remplis d'eau. Néanmoins, le recours à une couverture élargit considérablement la gamme des sols auxquels peut s'appliquer le système Clement.

D'autre part, l'introduction d'une couverture exige plus de temps pour l'installation et rend celle-ci plus difficile que ne l'explique le fabricant dans la brochure. On peut probablement prévoir également une certaine hausse du coût d'achat et du coût global du système.

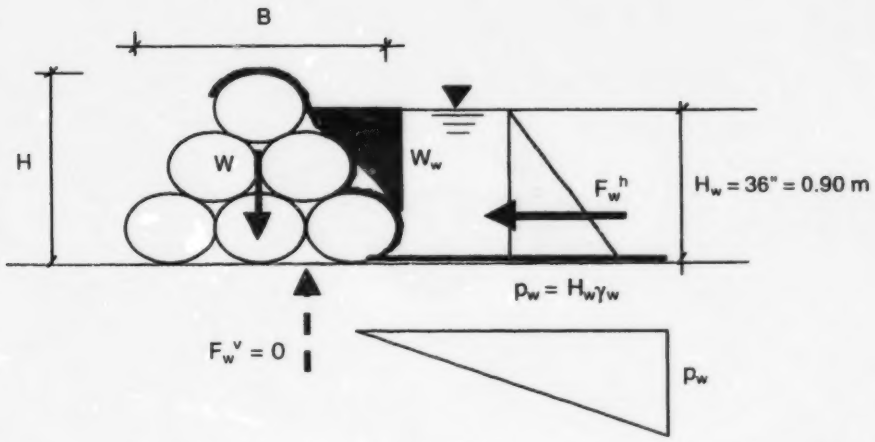


FIGURE A.1.6 NOUVEAU SCHÉMA STATIQUE POUR LE SYSTÈME CLEMENT AVEC COUVERTURE IMPERMÉABLE

A.7.5 SYSTÈME NOAQ

Le schéma statique pour le système NOAQ est illustré à la figure A.1.7. Toutes les données géométriques du schéma proviennent des croquis de la brochure commerciale du produit. Ces données doivent être considérées comme préliminaires, d'après le fabricant, bien que cela ne change pas les conclusions de base quant au calcul de stabilité indiqué ici. Le principal atout du système est qu'il fait activement appel à la pression d'eau comme force pour fournir la friction nécessaire à la résistance au glissement. La longueur de la couverture permet de régler à volonté la force normale, ce qui, au besoin, donne la possibilité d'apporter des changements très simples à la conception du système.

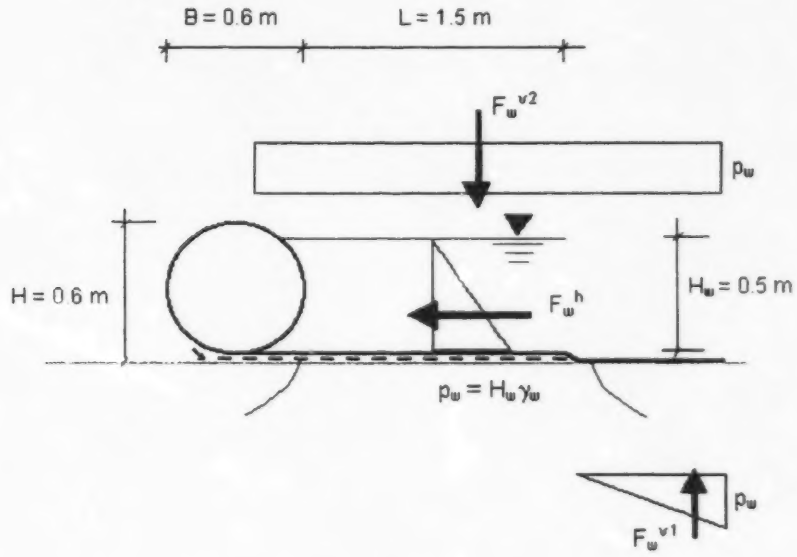


FIGURE A.1.7 SCHÉMA STATIQUE POUR L'ANALYSE DE STABILITÉ DU SYSTÈME NOAQ

La longueur active de la couverture (appelée « jupe » dans la brochure) est la partie sous laquelle se trouve une couche de drainage. En réalité, la jupe est un peu moins longue à cause des flux d'infiltration (la hauteur d'eau n'est pas nulle au bout de la couche de drainage), mais on peut ne pas tenir compte de cette différence puisqu'il est possible d'allonger simplement la couverture en fonction des besoins. La force effective normale N' exercée sur la jupe est une différence entre les pressions d'eau vers le haut et vers le bas F_w^{v1} et F_w^{v2}. Pour simplifier le calcul, on tient seulement compte de la pression qui s'exerce sur la partie active de la couverture. Cette hypothèse pèche plutôt par excès de prudence et permet probablement de compenser l'erreur provenant de la définition de la longueur active de la couverture (égale à la sous-couche de drainage).

En prenant les dimensions de la figure A.1.7, on obtient le calcul suivant des forces nécessaires :

$$F_w^h = \tfrac{1}{2}\gamma_w H_w^2 = \tfrac{1}{2}\cdot 10\cdot 0{,}5 = 1{,}25\frac{kN}{m}$$

$$N' = \gamma_w H_w L = 10\cdot 0{,}5\cdot 1{,}5 = 7{,}5\frac{kN}{m}$$

Le facteur de résistance au glissement peut être calculé à l'aide d'une simple formule :

$$F_s = \frac{N'\tan\delta}{F_w^h} = \frac{\gamma_w H_w L}{\frac{1}{2}\gamma_w H_w^2}\tan\delta = \frac{2L}{H_w}\tan\delta$$

c'est-à-dire que l'angle de friction δ est obtenu par l'expression :

$$\tan\delta = \frac{H_w F_s}{2L}$$

Comme d'habitude dans le présent rapport, les angles de friction δ nécessaires sont déterminés pour la gamme de facteurs de sécurité Fs :

$$F_s = \begin{cases} 1{,}0 \\ 1{,}5 \\ 2{,}0 \end{cases} \Rightarrow \tan\delta = \begin{cases} 0{,}17 \\ 0{,}25 \\ 0{,}33 \end{cases} \Rightarrow \delta = \begin{cases} 10^0 \\ 14^0 \\ 18^0 \end{cases}$$

Les angles de friction nécessaires δ pour le système NOAQ sont les valeurs les plus faibles de tous les systèmes étudiés dans le présent rapport, ce qui veut dire que la structure n'a pratiquement aucune contrainte relativement au sol sous-jacent. Les valeurs δ calculées ci-dessus peuvent même être réduites davantage en allongeant simplement la couverture. Bien sûr, il est nécessaire de procéder à des essais expérimentaux pour vérifier le principe fondamental sur lequel repose ce système, c'est-à-dire le fonctionnement de la couche de drainage (voir section 7.2).

Le gradient hydraulique moyen pour l'infiltration à travers le sol sous le système est calculé de la façon suivante :

$$i = \frac{H_w}{L} = \frac{0{,}5}{1{,}5} = 0{,}3$$

encore une fois en supposant que la couche de drainage est active sur toute sa longueur. Cette valeur du gradient hydraulique moyen est également la plus faible de tous les systèmes analysés dans le présent rapport.

Le calcul de la répartition des pressions de Meyerhof n'a aucun sens dans le cas du système NOAQ : si l'on ne tient pas compte de la rigidité de la couverture, on peut dire que la pression d'eau s'exerce directement sur le sol.

ANNEXE 2 : DONNÉES DES FABRICANTS (VALABLES LE 31 DÉCEMBRE 1998)

Aqua-Barrier, Inc.
9597 Jones Rd., Suite 335
Houston, TX 77065
Tél : (800) 245-0199
Téléc. : (281) 807-1218
Courriel : barrier1@ix.netcom.com
Internet : www.aquabarrier.com

Aqua Dam and Diversion Ltd. (« Aqua Dam »™)
6970 - 10th Avenue SE
Salmon Arm, British Columbia, V1E 4M3
Tél / Téléc. : (250) 832-1332

Clement Water Diversion Systems Ltd.
Suite 308, 602 - 11 Avenue SW
Calgary, Alberta, T2R 1J8
Tél : (403) 234-0800
Téléc. : (403) 234-0773
Courriel : info@clemwater.com
Internet : www.clemwater.com

Doublewal Corporation
7 West Main Street
Plainville, CT 06062
Tél : (860) 793-0295

FCA, Flood Control America (Distributeurs de GOH DPS 2000®)
560 Herndon Parkway, Suite 310
Herndon, VA 20170
Tél : (703) 707-0300
Téléc. : (703) 707-0500
Internet : www.floodcontrol.com

GeoCHEM, Inc. (Distributeur de « Water Structure »™)
106 Lake Avenue South
Renton, WA 98055
Tél : (425) 227-9312
Téléc. : (425) 227-8797
Internet : www.geocheminc.com

Geodesign AB (Aqua Barrier Flood Fighting System)
Teknikrigen 1
583 30 Linkoping, Sweden
Tél : +46 13 211 955
Téléc. : +46 13 211 958
Courriel : kullberg@geodesign.se
Internet : home6.swipnet.se/~w-67096

Geomodular Structures (ModuWall™)
15 Brookridge Drive
Avon, CT 06001
Tél : (203) 673-5154

GOH - Gesellschaft fur operativen Hochwasserschutz mbH (GOH DPS 2000®)
Dieselstrase 9
50996 Koln, Germany
Tél : +49 (0) 2236 / 96 25 83
Téléc.: +49 (0) 2236 / 96 25 88
Courriel : goh@Handwerkonline.de
Internet : www.handwerkonline.de

Hesco Bastion Limited (Concertainer®)
Unit 37, Knowsthorpe Gate
Cross Green Industrial Estate
Leeds LS9 ONP, West Yorkshire, England
Tél : +44 113 248 6633
Téléc. : +44 113 248 3501

Maccaferri Gabions of Canada Ltd. (Distributeur de Flex Mac®)
10548 - 82 Avenue
Edmonton, Alberta, T6E 2A4
Tél : (780) 433-1704
Téléc. : (780) 439-8110

Mid-Atlantic Permacrib
PO Box 238
Annapolis Junction, MD 20701
Tél : (301) 490-0055

The Neel Company (T-Wall)
6520 Deepford Street
Springfield, VA 22150
Tél : (703) 922-6778

NOAQ Nordisk Aquateknik AB (NOAQ Flood Fighting System)
PO Box 343
SE - 824 27 Hudiksvall, Sweden
Tél : +46 650 152 50
Téléc. : +46 650 75601
Courriel : sigurd.melin@terrafirma.se
Internet : www.noaq.se

Portadam, Inc.
5888 West 71st Street
Indianapolis, IN 46278
Tél : (317) 388-1866
(800) 488-0030
Téléc. : (317) 388-1977
Internet : www.portadam.com

Richardson, Cecil A.
105 Gardenia Ct.
Upland, CA 91786
Tél : (909) 982-8479

Sanilogical Projects
2001 River Drive
New Westminster, British Columbia, V3M 4V8
Tél : (604) 524-3458
Téléc. : (604) 524-4058

Sumitomo Electric Industries
551 Madison Ave
New York, NY 10022
Tél : (212) 308-6444
(508) 755-0440

SWI Mitigation Services
3289 Prospector Drive
Casper, WY 82604
Tél : (307) 266-4771

The Trading Force Limited (Distributeur de Hesco Concertainer®)
1350 Falling Brook Ridge
Orléans, Ontario, K4A 2A8
Tél : (613) 834-7697
Téléc. : (613) 834-6756

Water Wall
Scott Russell
P0 Box 1734 Stn. Main
Brantford, Ontario, N3T 5V7
Tél : (888) 875-2169
Internet : www.waterwall.com

Water Structures Unlimited
PO Box 206
Carlotta, CA 95528
Tél : (800) 693-5055
Téléc. : (707) 786-2116
Courriel : wsu@humboldt1.com